

TÍTULO

**ANÁLISIS DE LA TRANSMISIÓN DE VIBRACIONES
ORIGINADAS EN TÚNELES UTILIZANDO EL
PROGRAMA PLAXIS**

AUTOR

MARIA ELAINE GALVAN ADAMES

TUTOR

ANTONIO LLORET MORANCHO

ALBERTO LEDESMA VILLALBA

ESPECIALIDAD

INGENIERIA GEOTÉCNICA

FECHA

MARZO 2014



AGRADECIMIENTOS

Primero quiero darle gracias a Dios porque como él dice en su palabra “Todo lo puedo en Cristo que me fortalece”. Gracias Jehová por ayudarme a alcanzar este nuevo logro en mi carrera profesional. Jehová es mi pastor nada me faltará (salmos 23).

A mis padres por ser siempre un apoyo en toda mi vida, por inspirarme a superarme cada día más, por ser un pilar en mi vida y porque ustedes representan el verdadero amor de mi vida. Los amo José Galván y María del Carmen Adames.

Gracias a mis hermanos y hermanas, a mis abuelos y mis abuelas, a mis tíos y tías, a mis primos y primas. Gracias a doña Maritza por ser como una madre en este trayecto.

Gracias a mis tutores Antonio Lloret y Alberto Ledesma por brindarme la oportunidad de desarrollar este tema de tesis con ustedes y por siempre estar a la disposición. Muchas gracias además a Cristian de Santos.

Gracias a Angélica, Anny, Indira, Walkiris, Katherine, a Sujeidy, Mabel, Melissa, Wendy, Nurian, Yajaira, Esther, Erika, Indiana, Alexandra, Ilonca, Radha, Ana, Alba porque más que amiga o primas son como mis hermanas. Gracias por todo su apoyo, por darme lecciones de vida y por siempre estar.

Gracias a mis julias (Marlix, Persia y Flor), porque hay personas que son extrañas y se convierten en familia. Eso son ustedes chicas una nueva familia para mí y solo puedo decir Gracias.

Gracias a todos los que contribuyeron con este logro más, mis profesores, compañeros y personal del departamento de ingeniería del terreno de la UPC.

RESUMEN

Debido al gran crecimiento urbano que han experimentado las grandes ciudades, ha sido necesario recurrir a nuevas alternativas que permitan resolver algunos de los problemas asociados a este crecimiento.

Por esta razón ha aumentado la construcción de infraestructuras ferroviarias subterráneas, este aumento se traduce en un bienestar en la sociedad, debido a que este medio de transporte masivo es ambientalmente más seguro y el tiempo de viaje es relativamente más corto comparado con otros medios. Sin embargo, las líneas férreas en zonas urbanas generan al paso de un tren ondas de vibración, las cuales se propagan a través del medio sólido (terreno) y alcanzan instalaciones y edificios. Estas vibraciones pueden provocar alteraciones en el bienestar de las personas y en el funcionamiento de aparatos y equipos.

Tradicionalmente el análisis de la transmisión de estas vibraciones se ha venido realizando mediante métodos semi-empíricos que no tenían en cuenta la geometría real del problema ni las propiedades de los diferentes materiales.

El planteamiento propuesto para el desarrollo de la tesis, es crear un modelo de elementos finitos en el cual se simula la carga oscilatoria transmitida por el tren a la plataforma y como se propagan las vibraciones que causa ésta carga por toda la vía y el medio hasta llegar a la superficie.

Para realizar el estudio se ha utilizado como herramienta de modelación el programa Plaxis 2D módulo dinámico, creando varios modelos con diferentes geometrías y métodos de construcción del túnel de vía férrea. Además se ha realizado un análisis paramétrico con el fin de conocer la influencia de parámetros como los coeficientes de Rayleigh y la rigidez del suelo en la transmisión de las ondas.

Los resultados obtenidos en los modelos nos permiten concluir que la profundidad a la que se encuentre el túnel jugará un papel importante en el nivel en el que llegan las vibraciones a la superficie, tomando en cuenta que a mayor profundidad del túnel, las vibraciones en la superficie son menores.

También se ha podido observar que en los casos modelados, los resultados de aceleración de las ondas vibratorias se mantienen por debajo de los umbrales especificados por las normas para el confort y bienestar de las personas.

Finalmente se ha comprobado que el empleo del módulo dinámico del programa PLAXIS puede ser una herramienta útil para el estudio de la transmisión de vibraciones originadas en túneles.

ABSTRACT

Due to the large urban growth experienced by large cities, it has been necessary to look for new alternatives to solve some of the problems associated with this growth.

For this reason the construction of underground railway infrastructure has been increased and that improves the environment, because mass transportation is safer and travel time is relatively short compared with other media. However, the railways in urban areas generate vibration waves, which propagate through the soil and reach facilities and buildings. These vibrations can cause changes in the welfare of the people and in the operation of appliances and equipment.

Traditionally, the analysis of the transmission of these vibrations has been carried out by semi - empirical methods that did not take into account the actual geometry of the problem and the properties of different materials.

The approach of this thesis is based on the generation of a finite element model in which the oscillatory load transmitted by the train to the track is introduced as a boundary condition and the vibrations caused by the load are computed and simulated to the surface.

In this study the dynamic module of the 2D Plaxis program has been used, creating several models with different geometries and construction methods. Furthermore, there has been a parametric analysis to determine the influence of parameters such as Rayleigh coefficients, soil stiffness and transmission waves on the wave propagation.

The results of the models allow us to conclude that the tunnel depth plays an important role in the level at which the vibrations reach the surface, taking into account that the deeper the tunnel, the smaller the vibrations at the surface.

It has also been observed that in the cases modeled, the results of the accelerations remain below the thresholds specified in the standards for the comfort and welfare of the people.

Finally it was found that the use of the dynamic modulus of PLAXIS program can be a useful tool to study the transmission of vibrations from railway tunnels to the surrounding soil.

ÍNDICE

Agradecimientos.....	i
Resumen.....	ii
Abstract.....	iii
Índice.....	iv
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. ANTECEDENTES	3
1.2.1. Métodos de análisis de la transmisión de vibraciones.....	3
1.2.2. Problemas a estancias y umbrales de vibraciones.....	8
1.3. MOTIVACIÓN	10
1.4. OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	11
1.4.1. Objetivo general.....	11
1.4.2. Objetivos específicos.....	11
1.5. ESTRUCTURA DEL TRABAJO.....	11
2. ANÁLISIS NUMÉRICO: PROGRAMA PLAXIS	13
2.1. INTRODUCCIÓN	13
2.2. ECUACIÓN BÁSICA DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO.....	14
2.3. TIEMPO DE INTEGRACIÓN	15
2.3.1. Velocidades de las ondas	16
2.3.2. Paso del tiempo crítico.....	17
2.4. LÍMITES O CONTORNO DEL MODELO	17
2.5. TENSIONES INICIALES	18
2.6. MODELO CONSTITUTIVO DE LOS MATERIALES	18
2.6.1. Modelo Lineal-Elastico.....	20
2.6.2. Modelo Mohr-Coulomb.....	20
3. PRESENTACIÓN DEL MODELO Y ESTUDIO PARAMÉTRICO.....	27
3.1. INTRODUCCIÓN	27
3.2. FORMULACIÓN DEL MODELO DE CALCULO dinámico	28
3.2.1. Geometría para la discretización en elementos finitos.....	28
3.2.2. Modelo geométrico.....	29
3.2.3. Propiedades de los materiales	31
3.2.4. Condiciones iniciales.....	33
3.2.5. Desarrollo del cálculo.....	34
3.3. EFECTO DE LA DISTANCIA Y LA PROFUNDIDAD.....	38
3.4. EFECTO DE LA GEOMETRÍA DEL TÚNEL	39
3.4.1. Modelo geométrico.....	39

3.4.2. Propiedades de los materiales	41
3.4.3. Desarrollo del cálculo	43
3.5. EFECTO DE LA RIGIDEZ	47
3.6. EFECTO DE LOS COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH	48
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS	49
4.1. INTRODUCCIÓN	49
4.2. RESULTADOS DEL MODELO BASE O MODELO 1	50
4.3. EFECTO DE LA DISTANCIA Y LA PROFUNDIDAD	55
4.4. EFECTO DE LA GEOMETRÍA DEL TÚNEL	63
4.5. EFECTO DE LA RIGIDEZ DEL SUELO	70
4.6. EFECTO DE LOS COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH	72
4.6.1. Efecto del parámetro alfa (α) en el balasto	72
4.6.2. Efectos del parámetro beta (β) en el balasto	73
4.6.3. Efecto del parámetro alfa (α) en el suelo	74
4.6.4. Efecto del parámetro beta (β) en el suelo	75
5. CONCLUSIONES	77
6. BIBLIOGRAFÍA	79

1. INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años se está produciendo un gran desarrollo de las infraestructuras ferroviarias en los países desarrollados debido al crecimiento económico en sus grandes ciudades y por tanto un crecimiento demográfico de las mismas. Esto se traduce en un incremento del número de vías ferroviarias, así como de la frecuencia del paso de trenes por las ya existentes.

Es razonable afirmar que este crecimiento de las vías ferroviarias supone un desarrollo de bienestar en la sociedad ya que en general los trenes, tanto los que operan a nivel de la superficie como los subterráneos, es uno de los medios de transporte masivo más ambientalmente seguro, debido a que sus niveles de contaminación y el espacio requerido, son más reducidos comparados con carreteras de capacidad similar. Sin embargo, las líneas férreas en zonas urbanas generan al paso de un tren ondas de vibración, las cuales se propagan a través del medio sólido (terreno) y alcanzan instalaciones y edificios. Estas vibraciones pueden provocar alteraciones en el bienestar de las personas y en el funcionamiento de aparatos y equipos.

Las vibraciones ocasionadas por el tránsito de trenes han sido estudiadas experimentalmente desde mediados del siglo XIX. En 1864, South publicó los estudios realizados en 1846 acerca del nivel de vibraciones inducidas por el ferrocarril, a su paso por el túnel de Watford. En 1929, Hyde y Lintern se refirieron a estudios llevados a

cabo por Mallock en 1901, sobre la caracterización de las vibraciones ocasionadas en la estación Central de Londres y su propagación hasta viviendas cercanas a Hyde Park (Galvín P., 2007).

Las vibraciones son causadas por las fuerzas dinámicas en la zona de contacto entre las ruedas y los rieles, por irregularidades en las superficies o simplemente por la variación del punto de aplicación. Estas fuerzas dan origen a ondas que se transmiten desde el punto de aplicación hacia la superficie libre, ya sea siguiendo un camino directo o luego de múltiples reflexiones y refracciones.

El paso de trenes a través de las vías genera un gran nivel de tensiones en la estructura ferroviaria, debido al aumento de las cargas que se producen por el carácter dinámico de los esfuerzos. Aunque este aumento de las cargas puede tener múltiples focos de origen, sólo se produce debido a la acción de la carga móvil desplazándose por la vía. El amortiguamiento de estas vibraciones dependerá del tipo de vía (si es flexible o rígida).

Las tecnologías de diseño y construcciones de vehículos e infraestructura ferroviarios tienen cada vez más en cuenta los fenómenos vibro-acústicos y se han realizado notables progresos durante los últimos años. Hay tres categorías de métodos de reducción de la vibración que generalmente puede distinguirse. La primera categoría y la más eficaz es hacer frente al problema en la fuente, ya que esto afecta a todas las estructuras cercanas. Algunas de las medidas tomadas para disminuir la vibración en la fuente incluyen cojines amortiguadores, vías en placa flotante, entre otras; la segunda categoría entre la fuente y el receptor, en la cual se hacen zanjas abiertas en el suelo, muros pantallas, etc.; y la tercera categoría en el receptor, donde se colocan aisladores de bases.

Comúnmente, en la etapa de diseño el estudio de las vibraciones se lleva a cabo mediante ensayos de campo en la zona del trazado del tren. En los sistemas ya contruidos se pueden efectuar mediciones más precisas del nivel de vibraciones. Una alternativa a este método es un análisis numérico del problema. Para predecir el comportamiento de futuras instalaciones de este tipo podrían utilizarse herramientas de tipo numérico basadas en tecnologías tales como los elementos finitos (FEM), los elementos de contorno (BEM), diferencias finitas (FDM) o el trazado de rayos (Ray-Tracing); todos ellos usados en vibro-acústica. Entre estas técnicas numéricas que se pueden aplicar para el análisis, el método de elementos finitos es probablemente el más versátil y conocido, por lo cual es el método ideal escogido para la simulación del problema o modelo, ya que permite introducir de forma detallada todos los parámetros geométricos y del material que interviene o se crean necesarios para resolver el problema. No obstante, el método tiene limitaciones, principalmente debido a las simplificaciones que hay que hacer, para llevar un problema de estudio tri-dimensional complicado a un modelo razonable en dos dimensiones.

Existen múltiples programas para simular problemas dinámicos como FLAC, QUAD4-M, SASSI, ALGOR, entre otros. No obstante se escogió PLAXIS para modelar el caso de estudio, debido a que tiene la ventaja de que su uso es relativamente sencillo por la interfaz grafica para la entrada de datos; es decir, consta de un sistema CAD, que grafica de manera simple la sección vertical de un modelo geométrico del problema geotécnico, para luego discretizarlo a través de una malla de elementos finitos, en donde se asignan las condiciones iniciales, y luego el programa procede a realizar los cálculos y entregar los resultados del problema modelado.

1.2. ANTECEDENTES

1.2.1. Métodos de análisis de la transmisión de vibraciones

En la última década, debido a la expansión de las líneas férreas de alta velocidad, se han desarrollado varios métodos (empíricos, analíticos, semi-analíticos y numéricos) para obtener el nivel de vibraciones y el tipo de propagación de ondas inducido en el suelo por el paso de trenes.

Los primeros modelos para predecir el nivel de vibraciones ocasionadas por el tráfico ferroviario aparecieron a mediados de los años setenta. Gutowski y Dym propusieron un modelo en el que el tren se representaba como una carga puntual, o como una línea de carga. Estos autores estudiaron los mecanismos de atenuación del nivel de vibraciones en el suelo para ambos modelos de cargas y concluyeron que si se usa un modelo en el que el tren se modela como una carga lineal, el mecanismo de amortiguamiento del suelo puede limitarse a lo interno del material, despreciando el amortiguamiento geométrico. Sin embargo, pocos años después Verhas comparó los resultados del estudio anterior empleando ambos modelos de carga concluyendo que para obtener de un modo preciso el nivel de vibraciones inducidas por el paso del tren, ambos mecanismos de atenuación deben ser considerados (Galvín P., 2007).

La predicción de las vibraciones asociadas al tráfico ferroviario exige el conocimiento de las cargas estáticas y dinámicas, aplicadas por el ferrocarril en la vía; es decir, cómo esta se transmitiría de los diferentes medios (vía férrea, traviesas, balasto o placa, revestimiento del túnel, suelo, etc.) y también conocimiento de la respuesta frente a las vibraciones del edificio o estructura afectada.

Cuanto mayor sea la precisión del modelo, más fácil será durante la fase de diseño del proyecto elegir el recorrido más adecuado y tomar las medidas correctoras necesarias para el buen funcionamiento de la línea.

1. Método analítico

Los métodos analíticos se aplican en modelos con condiciones de contornos sencillas. Durante los años setenta y ochenta Kurzweil planteó una expresión analítica para obtener el nivel de vibraciones ocasionado por el paso del tren en estructuras cercanas al túnel, mientras que Melke presentó un procedimiento para obtener la amplitud de las vibraciones inducidas teniendo en cuenta toda la cadena de transmisión (Galvín P., 2007).

Una de las contribuciones más importante en lo que a esto respecta fue realizada por Krylov y sus colaboradores. En estos trabajos se presenta un método analítico para representar la parte cuasi-estática de la fuerza transmitida por el tren al suelo, a través del riel y las traviesas. El riel se representa como una viga de Euler-Bernoulli sobre un semiespacio elástico que puede ser homogéneo o estratificado. En primer lugar, los autores consideran un tren desplazándose a velocidad constante sobre la vía, lo cual genera su deflexión. Después, las traviesas que se encuentran en la parte flectada, dependiendo de las propiedades del riel y traviesas, el sistema de fijación y la rigidez del terreno sobre el que descansa la vía, transmiten la carga al suelo. Finalmente, las vibraciones verticales del terreno son obtenidas empleando funciones de Green, considerando únicamente la contribución de las ondas de Rayleigh (Galvín P., 2007).

Dieterman, Metrikine y Popp extendieron el modelo de Krylov y colaboradores, y desarrollaron otro modelo que permite considerar la interacción entre la vía y el suelo. En este caso, la vía se representa como una viga elástica que se encuentra situada sobre un semiespacio elástico. Estos autores suponen que la geometría del problema es homogénea en la dirección longitudinal de la vía, lo cual les permite realizar la transformada de Fourier en dicha dirección y en la coordenada temporal y, de este modo, desarrollar la formulación en el dominio de la frecuencia y número de onda (Galvín P., 2007)

Metrikine y sus colaboradores, despreciaron las tensiones tangenciales en la interface entre la vía y el suelo y supusieron que había una distribución uniforme de las tensiones normales a lo largo de la sección transversal de la vía. No obstante, recientemente Steenbergen y Metrikine han revisado las hipótesis iniciales de los trabajos de Metrikine, y han concluido que solamente resultan válidas cuando el tren circula a velocidades moderadas. En estos trabajos se calcula analíticamente la rigidez del sistema vía-suelo para el caso de un semiespacio homogéneo, y para el caso de un suelo estratificado (Galvín P., 2007).

Una expresión general (1.1) de la propagación de vibraciones, que incluye el efecto de las pérdidas por atenuación en el terreno, es la siguiente (Rueda, J., 2011):

$$A(r) = A(r_0)e^{\frac{\omega\eta}{2c}r} \quad (1.1)$$

Donde A es la amplitud de vibración, r es la distancia entre la fuente y el receptor, ω es la frecuencia en rad/s, η es el factor de pérdida del suelo (que puede depender de la frecuencia) y c es la velocidad de la onda de compresión.

El modelo utilizado para el análisis de la propagación de vibraciones causadas por el paso de trenes a través del terreno, fue formulado por Barkan, el cual caracteriza la propagación de vibraciones según la expresión (1.2) (Sánchez et al., 2005):

$$V_b = V_a \left(\frac{r_a}{r_b} \right)^\gamma e^{\alpha(r_a - r_b)} \quad (1.2)$$

Donde V_a y V_b son los valores de velocidad de vibración en los puntos situados a las distancias r_a y r_b de la fuente, γ es el coeficiente de atenuación geométrica y α es el coeficiente de atenuación del material.

Una aproximación semi-analítica para las vibraciones de las vías ferroviarias es la conocida como *Ungar and Bender approach* (Dave D., 2010). Este método predice la atenuación de las vibraciones a través del suelo con una fórmula simplificada que solo toma en cuenta la onda de compresión. De hecho ha reducido un problema complejo de la elasto-dinámica a un simple problema acústico (Dave D., 2010).

El método *Ungar and Bender* asume la fuente de la vibración de manera lineal (infinita), como un ferrocarril en movimiento.

La expresión simplificada (1.3) de la propagación de vibraciones desde un túnel hasta un receptor a una distancia x puede escribirse como:

$$A_T = A_S + A_d + A_i \quad (1.3)$$

donde:

$$A_S = 10 * \log \left(\frac{r_0 + x}{r_0} \right) \quad (1.4)$$

$$A_d = 4.34 \left(\frac{\omega \eta x}{c} \right) \quad (1.5)$$

$$A_i = 20 * \log \left(\frac{1}{2} \left(1 + \frac{\rho_c c_c}{\rho_a c_a} \right) \right) \quad (1.6)$$

Donde r_0 es el radio del túnel, A_i es la atenuación de las ondas de vibración del terreno al pasar de una tipología de suelo a otra distancia, ρ la densidad y c la velocidad de ondas respectivamente, de los dos suelos a y c , η es el factor de pérdida del suelo (que puede depender de la frecuencia), ω la frecuencia.

El método *Pipe-in-pipe* es otra técnica semi-analítica que simula la vibración del suelo, generada por el tráfico de ferrocarriles en túneles, modelando el revestimiento de hormigón del túnel como una tubería interna y el suelo, circundante al túnel, como una

tubería externa a la primera. El equilibrio de tensiones y la continuidad de los desplazamientos se logra acoplando las dos tuberías (Gupta et al., 2007).

2. Método empírico

Los métodos empíricos son aquellos que se basan en la experiencia y las observaciones realizadas de datos correspondientes a líneas ferroviarias ya existentes, que tienen características similares al tren y al diseño general del proyecto a realizar, con este método se logra una predicción más o menos fiable, a la cual, se aplican una serie de factores de correcciones empíricas en función de las características del ferrocarril y de la interacción del túnel con el terreno. Cabe destacar que estas relaciones empíricas dejaban de ser de utilidad en condiciones alejadas de aquellas para las cuales se concibieron.

Las predicciones de vibraciones, generadas por la circulación de ferrocarriles en el terreno, basadas en la toma de mediciones in situ han demostrado ser una técnica útil. Con esta técnica se determina a través de la ecuación (1.7), empíricamente, la trayectoria de propagación y la respuesta del receptor a partir de ensayos penetrativos:

$$L_n = (EFL \text{ ó } FDL) + (PSR \text{ ó } LSR) + BCF + BVR + CTN + SAF \quad (1.7)$$

Donde L_n es la predicción del nivel de ruido asociado a las vibraciones, EFL o FDL es el nivel de excitación (para PSM) o nivel de densidad (para LSM), PSR o LSR es la respuesta puntual (para PSM) o respuesta lineal (para LSM), BCF es el factor de acoplamiento del edificio o pérdida de acoplamiento en el contacto terreno-edificio, BVR es la respuesta del edificio – atenuación o amplificación en la estructura de los cimientos hasta las áreas ocupadas, CTN es la conversión del nivel de velocidades (de vibración) a nivel de ruido y SAF es el factor de seguridad frente a incertidumbres (normalmente se emplean valores de 5 a 10 dB).

Los ensayos tienen las desventajas del coste elevado, el tiempo de ensayo, y que hay que realizar un gran número de ensayos para poder disponer de un registro adecuado de datos con los que trabajar y así tener un rango menor de incertidumbre, además de esto los ensayos pueden generar posibles molestias por el ruido y las vibraciones en las proximidades. Aun así, actualmente es uno de los métodos disponible que proporcionan resultados fiables en la predicción de la propagación de las vibraciones, generadas por el tráfico ferroviario, en aquellas zonas próximas a la ubicación de los ensayos.

3. Método numéricos

Los avances informáticos han hecho que se desarrollen programas con diferentes modelos numéricos, capaces de reproducir, cumpliendo con las leyes físicas y matemáticas, el comportamiento dinámico del problema que se modele. Los modelos numéricos se pueden utilizar como un método de predicción cuando se disponga de suficiente información sobre las propiedades del sistema (vía, suelo, receptor) para

calibrar el modelo numérico de manera que los resultados tengan un nivel aceptable de aproximación al fenómeno real.

Los métodos numéricos incluyen elementos finitos, diferencias finitas y elementos de Contorno, etc. En todos los modelos numéricos, el efecto del tamaño de paso de tiempo y el tamaño del elemento deben ser establecido (ISO 14837, 2005). Se aplicará un método u otro dependiendo si se trabaja en un medio continuo o discontinuo.

Cuando se trabaja en medios continuos (terreno libre de juntas, o con discontinuidades de espaciado relativamente pequeño en comparación con el tamaño del problema) se pueden utilizar:

- El método de elementos finitos (FEM).
- El método de las diferencias finitas (FDM).
- El método de los elementos frontera (BEM).
- Modelo híbrido FEM/BEM.

Si se trabaja en medios discontinuos (terreno conformado por un número finito de bloques discretos interactuando entre sí, es decir, que tienen juntas) se pueden aplicar:

- El método de elementos discretos (DEM).
- El método de la red de fracturas discretas (DFN).

En aquellos casos en los que se consideren dominios finitos los métodos más utilizados son FEM Y FDM, mientras que cuando se consideran dominios sin límites el método BEM es el más aplicado. En los modelos basados en FEM o FDM (Katou, M. et al., 2008) se han de aplicar fronteras artificiales cuando se trabaje con dominios sin límites.

El método de elementos finitos (FEM), es el más antiguo de estos métodos numéricos y es probablemente el más versátil y conocido, su aplicación a los problemas dinámicos fue posible gracias al desarrollo de los contornos absorbentes. Zienkiewicz y Taylor en el 1991 presenta una interpretación amplia del FEM y su aplicación a cualquier problema de campos. En él se demuestra que las ecuaciones de los elementos finitos pueden obtenerse utilizando un método de aproximación de pesos residuales, tal como el método de Galerkin o el de mínimos cuadrados.

El método de las diferencias finitas (FDM) implica discretizar un sistema dinámico y realizar cálculos graduales de los estados de cada elemento en el dominio del tiempo, el uso de ecuaciones diferenciales con intervalos de tiempo finitos (ISO 14837, 2005).

El método de los elementos de contorno (BEM) es una alternativa a los métodos de elementos finitos al ser capaz de modelar medios infinitos y semi-infinitos a diferencia del FDM, que necesita utilizar fronteras artificiales alejadas para truncar el dominio y aplicar contornos absorbentes para evitar el reflejo de las vibraciones, lo cual

alteraría el análisis. Esto hace del BEM un método ideal para resolver problemas dinámicos, al representar de forma natural las regiones sin contorno y con cierta facilidad las condiciones locales (P. Galvin y J. Domínguez, 2009). Las contribuciones más importantes a este método han sido realizadas por Domínguez y Roeset basado en el dominio de la frecuencia (E. Celebi y F. Goktepe, 2012).

La incapacidad de estos métodos ha hecho que se acoplen surgiendo así los métodos híbridos. Cabe señalar que el BEM se presta al uso en combinación con FEM y FDM, con los últimos modelos utilizados para calcular las soluciones de código, y el BEM se utiliza para resolver la propagación desde la fuente al receptor (o cerca de campo a campo lejano), ocupando menos espacio de memoria, límites y sin reflejos (ISO 14837, 2005).

Además de los métodos ya mencionados, existen otros que también han ofrecido buenos resultados como son:

- El teorema de reciprocidad dinámica Betti-Rayleigh que hace uso de las funciones de Green para un semi-espacio homogéneo o con estratificación horizontal (Lombaert, G., Degrande, G. y Clouteau, D., 2000).
- El método de elementos espectrales (Paolucci, R. et al., 2003), el cual permite lidiar con complicadas configuraciones, incluyendo la interacción dinámica suelo-estructura, con una precisión significativamente mayor que los FEM o FDM.

Ambos han demostrado ser adecuados en análisis tridimensionales del problema dinámico.

1.2.2. Problemas a estancias y umbrales de vibraciones

Las vibraciones inducidas por el paso del tren en general tienen un rango de frecuencia de 4-50 Hz, dependiendo de la velocidad de los trenes. Esta banda de frecuencia puede producir un mal funcionamiento en las maquinarias sensibles, instalaciones, malestar en las personas dentro de los edificios e incluso llevar a algunas estructuras a la resonancia con sus modos verticales (E. Celebi y F. Goktepe, 2012).

Los malestares que causan este tipo de vibraciones son en el descanso (generando problemas de concentración, irritabilidad y disminuyendo la capacidad de trabajo).

Algunas de las normas que contemplan los efectos causados por las vibraciones en edificios, seres humanos y maquinarias e indican los niveles de vibraciones aceptables son la ISO 2631-1 (1989), sin embargo esta norma ha sido remplazada por la ISO 2631-2 (2003), DIN 4150-2 (1999), BS6472 (1992), etc., A nivel nacional se encuentran la Ley 37/2003, de 17 de noviembre, el Real Decreto 1367/2007, de 19 de octubre y la Ley 5/1999, de 8 de abril.

El rango vibratorio de especial interés para el hombre es de 1 a 400 Hz, acostumbrando, los efectos, a ser máximos en el umbral del intervalo de frecuencias de 0,5 a 100 Hz. El umbral del intervalo de frecuencias coincide con el umbral de percepción de una persona alerta y concentrada, que es de aproximadamente $0,01 \text{ mm/s}^2$ (RMS) para una frecuencia de 1 Hz, llegando a aproximadamente $0,1 \text{ mm/s}^2$ (RMS) para una frecuencia de 100 Hz (Griffin, 1990).

Según la norma ISO 2631 los valores aceptables de la magnitud de vibración para la comodidad dependen de muchos factores que varían con cada aplicación. Los siguientes valores dan indicaciones aproximadas de probables reacciones a diferentes magnitudes de los valores totales de vibración globales en transporte público (ver Tabla 1.1).

Sin embargo, como se dijo antes, las reacciones en diversas magnitudes dependen de la expectativa de los pasajeros con respecto a la duración del viaje y el tipo de actividad que el pasajero este llevando a cabo (por ejemplo, leer, comer, escribir, etc.) y muchos otros factores (el ruido acústico, la temperatura, etc.)

Tabla 1.1 Niveles globales a ambientes de vibración (ISO 2631-1, 1997).

Vibración Global A_w (m/s^2)	Observaciones
$\leq 0,315$	No incómodo
De 0,315 a 0,63	Ligeramente incómodo
De 0,5 a 1	Bastante incómodo
De 0,8 a 1,6	Incómodo
De 1,25 a 2,5	Muy incómodo
>2	Extremadamente incómodo
De 0,01 a 0,02	Perceptible

Para valores por encima del valor umbral de percepción a medida que aumenta el tiempo de exposición a la vibración, la sensación producida por la misma irá en aumento. En cuanto al nivel de molestia de los ocupantes por las vibraciones en edificios, es probable que se quejen si las magnitudes de vibración están sólo ligeramente por encima del nivel de percepción. (ISO 2631-2).

El umbral de percepción de las vibraciones verticales para una persona sentada es similar, en la mayoría de situaciones, a la de una persona de pie. Esto es válido en la percepción de las vibraciones horizontales excepto para frecuencias entre 1 y 16 Hz, donde el umbral es mayor para el que está de pie. Las vibraciones horizontales para bajas frecuencias (de 1 a 10 Hz) son percibidas en un umbral similar al de las vibraciones verticales. Sin embargo, para frecuencias más altas, el umbral de percepción aumenta al verse reducida la transmisión de las vibraciones horizontales en el cuerpo (Griffin, 1990).

A principios de los años treinta, Reiher y Meister desarrollaron una escala, representada en la Figura 1.1 que se muestra a continuación, para la respuesta del cuerpo humano frente a vibraciones estacionarias del edificio. Pese a haberse

desarrollado hace más de sesenta años siguen aceptándose como válidas, multiplicándose la amplitud por un factor de 10 para vibraciones transitorias (Wright & Walker, 1972). El estudio de Reiher y Meister llegó a la conclusión de que el límite inferior de percepción, en términos de velocidad, era de 0,3 mm/s llegando a ser una vibración molesta si su velocidad era superior a 2,5 mm/s (en Rueda, 2011).

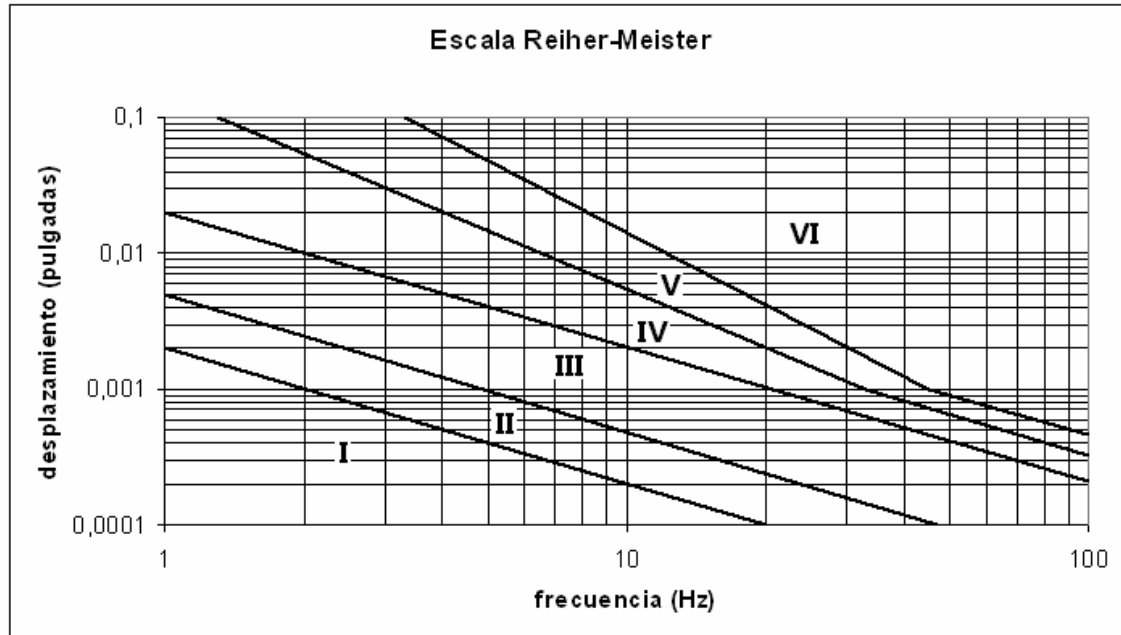


Figura 1.1 Umbrales de percepción de una persona de pie sujeta a vibración vertical (Reiher y Meister en Rueda, J., 2001), donde I: No perceptible, II: ligeramente perceptible, III: claramente perceptible, IV: fuertemente perceptible, V: molesta, VI: muy molesta.

1.3. MOTIVACIÓN

Este trabajo de investigación es motivado para profundizar en el empleo de métodos numéricos que simulen la transmisión de las vibraciones causadas al paso de un tren en un túnel y las perturbaciones que estas vibraciones causan en las estructuras y en los seres humanos. Existen métodos analíticos, semi-analíticos y empíricos que simulan estas vibraciones, pero tienen la desventaja de que no son tan exactos y que se toma mucho tiempo determinar el mecanismo de propagación.

Este documento tiene una aplicación concreta en el área de la ingeniería del terreno, enfocándose en el área de la dinámica del terreno y en específico en el análisis de la transmisión de las vibraciones que causa el paso de un tren en el terreno.

Esta investigación podrá verificar si las vibraciones que causa el paso de un tren está dentro de los umbrales expuestos en concreto la norma ISO, para una serie de casos que pueden ser considerados como habituales.

1.4. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.4.1. Objetivo general

Analizar cómo se propagan las vibraciones causadas por el paso de un tren en un túnel a la superficie del terreno y así determinar los efectos causados por éstas en el suelo, la infraestructura y el entorno adyacente, mediante la modelación de un túnel de vía férrea subterráneo con diferentes geometrías.

1.4.2. Objetivos específicos

El estudio pretende alcanzar los siguientes objetivos específicos:

- Indagar los métodos existentes de análisis y predicción de las vibraciones asociadas al tráfico ferroviario.
- Analizar el modelo con diferentes alternativas del tipo de construcción (cambio de base, forma del túnel y método de excavación), para observar cómo se atenúa o amplifica la vibración causada por el paso del tren al llegar a la superficie.
- Realizar un análisis paramétrico para determinar en qué afectan estos parámetros a la propagación de la onda vibratoria provocada al paso de un tren.

1.5. ESTRUCTURA DEL TRABAJO

En este apartado se plantea la estructura del desarrollo de la tesis, para tener una idea somera de en qué consisten cada uno de los capítulos que se han propuesto para alcanzar los objetivos planteados en el apartado anterior 1.4.

En el presente capítulo 1, se da una idea clara del alcance de la investigación y los objetivos que se pretenden lograr, así como la motivación para abordar el estudio y la investigación del tema. Se habla de los antecedentes con respecto al tema, métodos de predicción de vibraciones y umbrales de vibraciones.

En el capítulo 2, denominado “Análisis numérico: programa Plaxis”, se describe Plaxis, las ecuaciones que utiliza el programa para hacer el cálculo dinámico, el tiempo de integración, los límites o contornos del modelo, tensiones iniciales y los modelos constitutivos que se pueden implementar en este.

En el capítulo 3, se presentan los modelos y se realiza un estudio de alternativas para ver el mecanismo de propagación de la vibración a la superficie, en diferentes circunstancias.

En el capítulo 4, se presentan los resultados de los modelos y estudio paramétricos descritos en el capítulo 3. Se realiza un análisis de los mismo tomando como base los objetivos planteados en el apartado 1.4.2.

En el capítulo 5, se presentan las conclusiones a las que se ha llegado partiendo de los resultados de los capítulos anteriores y se plantean líneas futuras de investigación.

2. ANÁLISIS NUMÉRICO: PROGRAMA PLAXIS

2.1. INTRODUCCIÓN

Plaxis es un programa de elementos finitos diseñado especialmente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos. Este se creó en la universidad Técnica de Delft, a partir de una iniciativa del Departamento de Trabajos Públicos y Dirección del Agua, en el año 1987. El objetivo inicial fue el desarrollo de un código de fácil uso basado en elementos finitos para el análisis de diques construidos sobre las capas de suelo blando que forman el subsuelo de Holanda. En los años siguientes el programa PLAXIS ha sido ampliado para cubrir la mayor parte de las áreas de la ingeniería geotécnica.

Este programa consta de un sistema de CAD, que gráfica de manera simple la sección vertical de un modelo geométrico del problema geotécnico, para luego discretizarlo a través de una malla de elementos finitos, asignarle las condiciones iniciales, y luego proceder a realizar los cálculos y entregar los resultados del problema modelado.

Las situaciones que pueden modelarse con PLAXIS corresponden a problemas de deformación plana o con axisimetría. Sus aplicaciones van desde modelación de muros de contención, pilotes, tablestacas, terraplenes, taludes, túneles, geomallas, entre otras. Realiza análisis plásticos, de consolidación, de seguridad y dinámicos en los cuales se puede utilizar diferentes modelos constitutivos como elástico, Mohr-Coulomb, hardening soil, entre otros. Para el desarrollo de estos modelos el programa utiliza unas ecuaciones básicas dependiendo del tipo de análisis que se haga y un tiempo de integración.

2.2. ECUACIÓN BÁSICA DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO

El programa cuenta con dos módulos que son el modulo estático y modulo dinámico.

La ecuación básica para el movimiento dependiente del tiempo de un volumen bajo la influencia de una carga (dinámica) es:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (2.1)$$

Donde M, C y K son las matrices de masa, de amortiguamiento y de rigidez, respectivamente, F es el vector de carga. El desplazamiento (u), la velocidad (\dot{u}) y la aceleración (\ddot{u}), pueden variar con el tiempo.

El comportamiento de los suelos puede ser drenado y no drenado. En este último caso, se añade la mayor rigidez del agua a la matriz de rigidez K.

La matriz de masa M, toma en cuenta la masa de los materiales (partículas sólidas del suelo+ agua o de cualquier construcción).

La matriz C representa la amortiguación del material. En realidad, esta amortiguación de los materiales es causada por la fricción o por deformaciones irreversibles (plasticidad o viscosidad). La amortiguación del terreno tiene un efecto importante en su respuesta dinámica pero, es un parámetro difícil de determinar, por lo que normalmente se escoge un valor del 2 al 5% para la razón de amortiguamiento (W. Gardien y H.G. Stuit, 2003).

En las formulaciones de elementos finitos, C es a menudo formulada como una función de las matrices de masa y rigidez (amortiguación de Rayleigh) (Zienkiewicz y Taylor, 1991; Hughes, 1987) como:

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (2.2)$$

Esto limita la determinación de la matriz de amortiguamiento para los coeficientes de Rayleigh α_R y β_R los cuales a su vez dependen de la razón de amortiguamiento (ξ).

La relación de estos parámetros con la razón de amortiguamiento (ξ) obtenida con una columna de suelo es la siguiente (Das, 1995):

$$\alpha_R + \beta_R \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (2.3)$$

donde ω_i y ξ_i son la frecuencia y la razón de amortiguamiento para el modo de vibración natural i de la columna de suelo “in situ” que se esté considerando.

En la formulación original (Rayleigh y Lindsay, 1945, según Plaxis: Manual dinámico, 2009):

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_m & \omega_m \\ 1/\omega_n & \omega_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

Para una ξ dependiente de la frecuencia α_R y β_R se calculan así:

$$\alpha_R = 2\omega_m\omega_n \left(\frac{\omega_m\xi_m - \omega_n\xi_n}{\omega_m^2 - \omega_n^2} \right) \quad (2.5a)$$

$$\beta_R = 2 \left(\frac{\omega_m\xi_m - \omega_n\xi_n}{\omega_m^2 - \omega_n^2} \right) \quad (2.5b)$$

Para una ξ independiente de la frecuencia α_R y β_R se calculan de este otro modo:

$$\alpha_R = 2\xi \left(\frac{\omega_m\omega_n}{\omega_m + \omega_n} \right) \quad (2.6a)$$

$$\beta_R = 2\xi \left(\frac{1}{\omega_m + \omega_n} \right) \quad (2.6b)$$

Si $\alpha_R M$ es pequeño frente a $\beta_R K$, en ese caso, se podría considerar $\alpha_R \approx 0$ y $\beta_R \approx 2\xi/\omega_1$.

La formulación de la amortiguación viscosa de Rayleigh es una solución aproximada con sus ventajas y limitaciones. Por ello se han de escoger cuidadosamente las frecuencias que permitan capturar la respuesta dinámica deseada (Hashash and Park, 2002).

2.3. TIEMPO DE INTEGRACIÓN

En la implementación numérica de la ecuación de la dinámica (2.1), la integración en el tiempo constituye un factor importante para la estabilidad y la precisión del proceso de cálculo. Comúnmente se usa la integración explícita o implícita. La ventaja de la explícita radica en que es relativamente fácil de formular, sin embargo, la desventaja es que el proceso de cálculo no es tan robusto y que impone serias limitaciones en el paso de tiempo. El método implícito es más complicado, pero produce un proceso de cálculo más fiable (más estable) y por lo general una solución más precisa (Sluys, 1992).

El esquema de integración temporal implícita de Newmark es un método utilizado con frecuencia en programas de elementos finitos como Plaxis. El método original (Newmark 1963, 1965) no resulta adecuado para la resolución de problemas

con cargas dinámicas y materiales no lineales, al plantear hipótesis simplificadoras que hacen dudosa su aplicación en muchos problemas de ingeniería. Es por ello que se han realizado numerosos estudios enfocados a mejorar el método para que pueda utilizarse con mayor fiabilidad en problemas geo-dinámicos (B.C. Méndez, 2009).

A continuación se explica el método Newmark modificado que aplica un algoritmo incremental e iterativo. Con este método el desplazamiento y la velocidad en el punto en el tiempo $t + \Delta t$ se expresan, respectivamente, como:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \Delta t^2 \quad (2.7a)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + ((1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t}) \Delta t \quad (2.7b)$$

Donde Δt es el paso de tiempo, α y β son coeficientes que determinan la exactitud del tiempo de integración numérica. Con el fin de obtener una solución estable se establecen las condiciones siguientes:

$$\beta \geq 0.5 \quad \alpha \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \beta\right)^2$$

Con la integración en el tiempo implícito, la ecuación (1) debe ser obtenida al final del paso de tiempo $(t + \Delta t)$:

$$M \ddot{u}^{t+\Delta t} + C \dot{u}^{t+\Delta t} + K u^{t+\Delta t} = F^{t+\Delta t} \quad (2.8)$$

2.3.1. Velocidades de las ondas

La velocidad de la onda de compresión (V_p) en un suelo unidimensional confinado se puede expresar en función del módulo de rigidez edométrico (E_{oed}), y la densidad (ρ) como:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}} \quad (2.9a) \quad \text{donde} \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.9b) \quad \text{y}$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad (2.9c)$$

donde la E = módulo de Young, ν = Coeficiente de Poisson, γ = Peso específico del suelo y g es la aceleración de la gravedad ($9,8 \text{ m/s}^2$).

Una expresión similar se puede encontrar para la velocidad de onda de corte, V_s :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.10a) \quad \text{donde} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.10b)$$

G es el módulo de corte.

2.3.2. Paso del tiempo crítico

El paso de tiempo crítico depende de la frecuencia máxima y la tosquedad (finura) de la malla de elementos finitos. En general, la siguiente expresión se puede utilizar para un único elemento (Pal, 1998):

$$\Delta t_{critico} = \frac{l_e}{\alpha \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left[1 + \frac{1-2\nu}{4} \frac{2S}{B^2} \right]}} \quad (11)$$

Donde el primer término de la raíz representa la velocidad de onda de compresión, α es un factor que depende del tipo de elemento (elemento de 6-nodos $\alpha = 1 / (6 \sqrt{c_6})$, con $c_6 \approx 5,1282$, y para un elemento de 15-nodos $\alpha = 1 / (19 \sqrt{c_{15}})$, con $C_{15} \approx 4,9479$) (Zienkiewicz y Taylor, 1991), l_e es la longitud media de un elemento, S la superficie del elemento y B es la matriz de compatibilidad que relaciona el vector de deformaciones (ϵ) con el vector de desplazamientos en los nodos (u) y ν es el coeficiente de Poisson.

2.4. LÍMITES O CONTORNO DEL MODELO

En el caso de un análisis de la deformación estática, los desplazamientos límites prescritos se introducen en los límites del modelo de elemento finito. Para los cálculos dinámicos, los límites deben ser, en principio, mucho más grande que las de los cálculos estáticos, ya que, de lo contrario, se reflejan las ondas de tensión que lleva a distorsiones en los resultados calculados. Para contrarrestar los reflejos, se introducen límites silenciosos o absorbentes. Se utilizan varios métodos para crear estos límites, que incluyen:

- El uso de elementos semi-infinitos (elementos de contorno).
- La adaptación de las propiedades del material de los elementos en el límite (baja rigidez, alta viscosidad).
- El uso de límites viscosos (amortiguadores).

En PLAXIS los límites absorbentes se crean con el método de los límites viscosos. El uso de estos límites absorbentes se basa en el método descrito por Lysmer y Kuhlmeyer (1969).

Las componentes normales y de tensiones de cizallamiento absorbidas por un amortiguador en la dirección x son:

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p \dot{u}_x \quad (2.12a)$$

$$\tau = -C_2 \rho V_s \dot{u}_y \quad (2.12b)$$

Donde ρ es la densidad de los materiales, V_p y V_s son la velocidad de la onda de compresión y la velocidad de onda de corte, respectivamente, C_1 y C_2 son coeficientes de relajación que se han introducido con el fin de mejorar el efecto de la absorción.

En la presencia de ondas de corte, el efecto de amortiguación de los límites absorbentes no es suficiente sin relajación. El efecto se puede mejorar mediante la adaptación del segundo coeficiente en particular. La experiencia adquirida hasta ahora muestra que el uso de $C_1 = 1$ y $C_2 = 0,25$ da como resultado una absorción razonable de las ondas en el contorno. Sin embargo, no es posible afirmar que las ondas de corte están completamente absorbidas de manera que en la presencia de ondas de corte en el (contorno) el efecto límite es notable.

Para un límite inclinado, se utiliza una formulación ajustada basada en la ecuación (2.12) que tiene el ángulo del contorno en cuenta.

2.5. TENSIONES INICIALES

Mediante la eliminación de las restricciones de contorno durante la transición de un análisis estático a un análisis dinámico, las tensiones de contorno también se anulan. Esto significa que el límite comenzará a moverse como resultado de tensiones iniciales. Para evitar esto, la tensión límite original se puede convertir en un límite de velocidad inicial. En el cálculo de la tensión, la velocidad inicial y de frontera se debe restar de la velocidad real:

$$\sigma_n = -c_1 \rho V_p \dot{u}_n + \sigma_n^0 = -c_1 \rho V_p (\dot{u}_n - \dot{u}_n^0) \quad (2.13)$$

Donde esta velocidad inicial se calcula en el inicio del análisis dinámico y por lo tanto se basa exclusivamente en la tensión original en el contorno.

2.6. MODELO CONSTITUTIVO DE LOS MATERIALES

Un modelo constitutivo del material es una formulación o ley matemática que describe el funcionamiento físico macroscópico de un “material idealizado”, que resulta después de aplicar una hipótesis de un “material real”; es decir, es la relación entre la tensión y la deformación, y más concretamente es la relación entre incrementos de tensión e incrementos de deformación de un material. PLAXIS admite diversos modelos constitutivos para simular el comportamiento del suelo y de otros medios continuos. A continuación se explicarán brevemente los modelos que maneja el programa y se abunda más sobre los modelos utilizados para el desarrollo de esta tesis, los cuales han sido el Lineal-Elastico y el Mohr-Coulomb. Otros modelos utilizables en el código comercial son:

- Modelo para Roca Fracturada (Jointed Rock model):
Se trata de un modelo elástico-plástico anisótropo en que la rotura por acción de las tensiones tangenciales sólo puede producirse en un número limitado de direcciones de deslizamiento. La plasticidad sólo puede ocurrir en un máximo de tres direcciones de cizalla (planos cortantes). Este modelo puede ser utilizado para simular el comportamiento de roca estratificada o fracturada. La roca intacta se considera que tiene un comportamiento totalmente elástico con propiedades de rigidez constante E y ν . Una reducción de las propiedades elásticas puede ser definidas para la dirección de estratificación (Plaxis: Material models, 2009).

- Modelo de Suelo con Endurecimiento (Hardening Soil model):
Se trata de una variante elastoplástica del modelo hiperbólico, formulado en el marco de la plasticidad de endurecimiento por fricción. El modelo incluye once parámetros, a saber: el módulo tangencial edométrico ($E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$), el módulo elástico en descarga ($E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$), el módulo secante para una carga correspondiente al 50% de la de rotura (E_{50}^{ref}), el coeficiente de Poisson (ν), la cohesión (c), el ángulo de fricción (ϕ), y el ángulo de dilatación (ψ), tensión de referencia (P^{ref}), el coeficiente de empuje al reposo (K_0), el coeficiente reductor para la resistencia al corte (R_f), y la Potencia para la dependencia de la rigidez con la tensión media de confinamiento (m). En este modelo, la rigidez del suelo es descrita con mucha más precisión ya que se usan estas tres diferentes rigideces como parámetros de entrada. Este modelo de segundo orden puede ser utilizado para simular el comportamiento de arenas y gravas, así como de tipos de suelo más blandos, como arcillas y sedimentos.
En contraste con el modelo de Mohr- Coulomb , el modelo Hardening Soil también representa la dependencia de los módulos de rigidez con la tensión. Esto significa que todas las rigideces y resistencias aumentan con la tensión de confinamiento (Plaxis: Material models, 2009).

- El modelo Hardening Soil con pequeña deformación (HSsmall):
Es una modificación del modelo Hardening Soil descrito arriba que tiene en cuenta el aumento de la rigidez del suelo con pequeñas deformaciones. A niveles bajos de deformación la mayoría de los suelos presentan una rigidez más alta que en los niveles de deformación de ingeniería, y esta rigidez varía de forma no lineal con la deformación. Este modelo adiciona dos parámetros más al HS que son el módulo de corte de referencia a pequeñas deformaciones (G_0^{ref}) y la deformación de corte correspondiente a una caída del módulo del 30% de su valor inicial ($\gamma_{0.7}$). Cuando se utiliza en aplicaciones dinámicas, el modelo HSsmall también se incluye el amortiguamiento de histéresis (Plaxis: Material models, 2009).

- Modelo para Suelo Blando (Soft Soil model):
Se trata de un modelo elasto-plástico tipo CamClay que puede ser utilizado para simular el comportamiento de suelos blandos como arcillas normalmente consolidadas y turbas. El modelo proporciona buenos resultados en las situaciones de compresión primaria.
- Modelo de Suelo Blando con fluencia (Soft Soil creep model):
Es éste un modelo de segundo orden formulado en el marco de la visco plasticidad. El modelo puede ser utilizado para simular el comportamiento dependiente del tiempo de suelos blandos tales como arcillas normalmente consolidadas y turbas. El modelo incluye una ley logarítmica para la variación de rigidez con el cambio de volumen (Plaxis: Material models, 2009).
- El modelo Cam-Clay Modificado (MCC):
Está destinado principalmente para el modelado de los suelos de tipo arcilla blanda. Este modelo se ha añadido recientemente a PLAXIS para permitir una comparación con otros códigos (Plaxis: Material models, 2009).

2.6.1. Modelo Lineal-Elástico

El modelo Lineal-Elastico representa la ley de Hooke de la elasticidad lineal isótropa (Plaxis: Material models, 2009). Para su utilización es necesario conocer el valor de dos parámetros de rigidez elástica, a saber: el módulo de Young (E) y el coeficiente de Poisson (ν). A pesar de ser un modelo sencillo, el modelo elástico lineal tiene muchas limitaciones en relación a la simulación del comportamiento de los suelos ya que este tiene un comportamiento no lineal e irreversible, por esta razón el modelo es insuficiente para capturar las características esenciales de los suelos, por tanto su uso no es aconsejable. Se utiliza fundamentalmente para capas rígidas de suelo y en caso de análisis de deformaciones en el terreno sí que resulta apto para estudios dinámicos simplificados.

2.6.2. Modelo Mohr-Coulomb

El modelo Mohr-Coulomb es un modelo plástico perfecto (ver Figura 2.1), que es empleado como primera aproximación del comportamiento del suelo en general. La plasticidad del suelo está asociada con el desarrollo de deformaciones irreversibles. Con el fin de evaluar si existe o no plasticidad en el cálculo, se incluye una función de fluencia cuyos valores dependerán del nivel de tensiones y deformaciones (Plaxis: Material models, 2009).

Un modelo plástico perfecto es un modelo constitutivo con una superficie de fluencia fija, definida completamente por los parámetros resistentes del modelo y no afectada por la deformación plástica. Para estados tensionales representados por puntos en el interior de la superficie de fluencia el comportamiento es puramente elástico y todas las deformaciones son reversibles.

El modelo incluye cinco parámetros, a saber: el módulo de Young, E , el coeficiente de Poisson, ν , la cohesión, c , el ángulo de fricción, ϕ , y el ángulo de dilatancia, ψ . Se recomienda el uso de este modelo para un primer análisis del problema a considerar. Para cada capa de suelo se estima una rigidez media constante. Debido a esta rigidez constante, los cálculos tienden a ser relativamente rápidos y se obtiene una primera estimación de deformaciones rápidamente (Plaxis: Material models, 2009).

Modelo elasto-plástico

El principio básico de la elasto-plasticidad dice que las deformaciones se descomponen en una parte elástica (ε^e) y en otra plástica (ε^p).

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (2.14)$$

Si sustituyo la ecuación [14] en la ley de Hooke se obtiene:

$$\dot{\sigma} = \underline{D}^e \dot{\varepsilon}^e = \underline{D}^e (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) \quad (2.15)$$

donde D^e es la matriz de rigidez elástica.

De acuerdo con la teoría clásica de la plasticidad, los incrementos de la deformación plástica son proporcionales a la derivada de la función de fluencia con respecto a las tensiones. Esto significa que los incrementos de deformación plástica pueden ser representados como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia. Esta forma clásica de la teoría se conoce como la plasticidad asociada. Sin embargo, para las funciones de fluencia Tipo Mohr-Coulomb, la teoría de la plasticidad asociada sobreestima la dilatancia. Por lo tanto, además de la función de fluencia, se introduce también un potencial plástico (g). En el caso $g \neq f$ existe la plasticidad no asociada. En general los incrementos de deformación plástica son expresados en la ecuación (3.16) como:

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (2.16)$$

donde λ es el multiplicador plástico. Para $\lambda=0$ comportamiento puramente elástico, mientras que para λ positivo tiene comportamiento plástico:

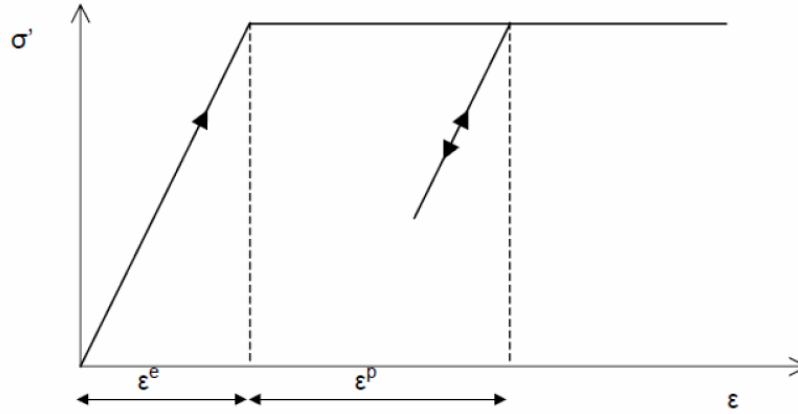


Figura 2.1 Gráfica de la tensión vs deformación donde se representa el comportamiento de un material elasto-plástico perfecto (Plaxis; material models, 2009).

Estas ecuaciones pueden ser utilizadas para obtener la ecuación (2.17) que muestra la relación general elasto-plástica entre los incrementos de tensión y los de deformación (Smith y Griffith, 1982; Vermeer y de Borst, 1984):

$$\underline{\dot{\sigma}'} = \left[\underline{D}^e - \frac{\alpha}{d} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \right] \dot{\underline{\epsilon}} \quad (2.17)$$

donde:

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (2.18)$$

El parámetro α se utiliza como un interruptor. Si el comportamiento del material es elástico α es igual a cero, mientras que para un comportamiento plástico α es la unidad.

Formulación del modelo de Mohr-Coulomb

La condición de fluencia de Mohr-Coulomb es una extensión de la ley de fricción de Coulomb para estados generales de tensiones. Esta consta de seis funciones de fluencia cuando se formulan en términos de tensiones principales (ver *Figura 2.2*) mostradas a continuación:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

Los dos parámetros, del modelo plástico, que aparecen en las funciones de fluencia son el ángulo de fricción φ y la cohesión c . Estas funciones se representan en la *Figura 2.2*.

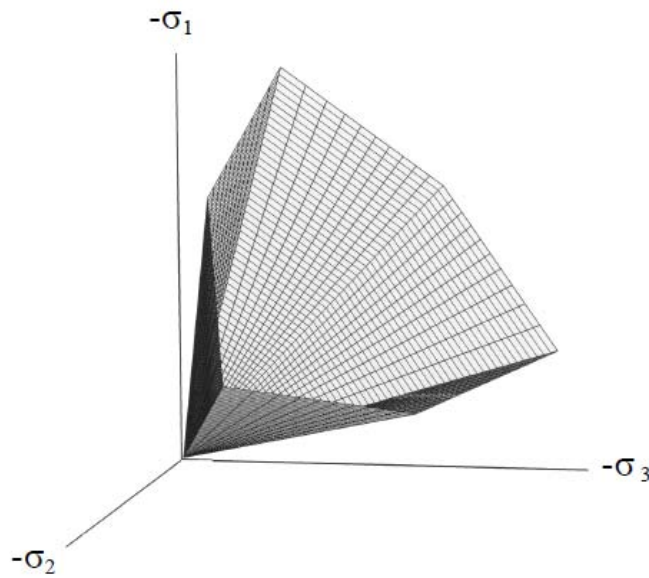


Figura 2.2 La superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones principales ($c=0$), con compresiones negativas (Plaxis: Material models, 2009).

Además de las funciones de fluencia (f), se definen también seis funciones de potencial plástico (g) para el modelo Mohr-Coulomb:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \Psi$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \Psi$$

Las funciones de potencial plástico contienen un tercer parámetro de plasticidad, el ángulo de dilatación. Este parámetro es necesario para modelar incrementos positivos de deformación volumétrica plástica (Dilatancia) como realmente se observa en suelos densos.

Parámetros fundamentales del modelo de Mohr-Coulomb

Como se mencionó anteriormente el modelo de Mohr-Coulomb requiere un total de cinco parámetros los cuales son:

E : módulo de Young [kPa]

ν : coeficiente de Poisson [-]

c : cohesión [kPa]

ϕ : ángulo de fricción [°]

Ψ : dilatación [°]

Plaxis utiliza el módulo de Young (E) como el módulo básico de rigidez en el modelo Mohr-Coulomb. El valor de E puede ser obtenido mediante un ensayo triaxial estándar, como se muestra en la *Figura 2.3*.

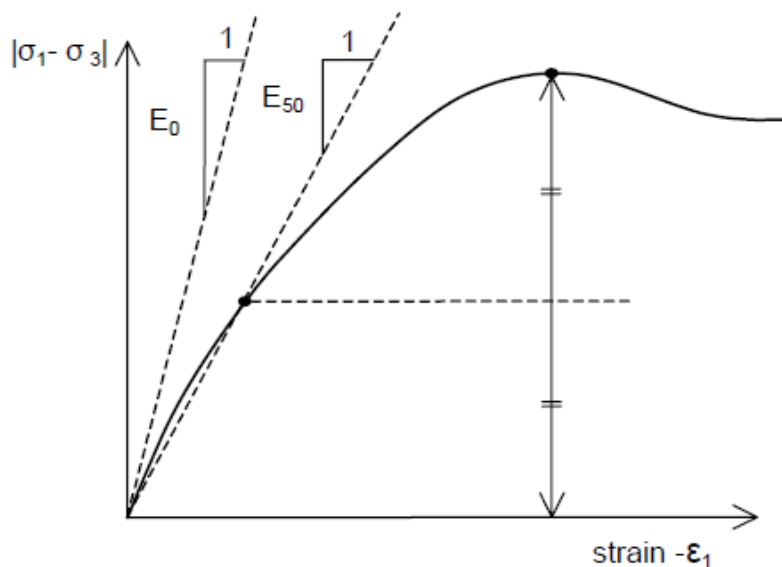


Figura 2.3 Definición de E_0 y E_{50} para un ensayo triaxial estándar drenado (Plaxis: material models, 2010).

La otra propiedad elástica en las relaciones de la teoría elástica es el coeficiente de Poisson, el cual es definido como la razón entre la deformación lateral producida dividida por la deformación axial. En función del material adoptará valores entre 0 y 0,5. El valor de 0,5 corresponde a materiales que no muestran cambios volumétricos y el valor 0 representa un material rígido perfecto.

La cohesión y el ángulo de fricción interna son parámetros que definen la resistencia al corte del suelo. A pesar de que Plaxis permite la introducción de valores nulos para la cohesión, se recomienda emplear un valor pequeño ($c > 0,2$ kPa) porque en algunos casos no funciona bien el programa en puntos con poco confinamiento.

En Plaxis el tiempo de cálculo aumenta más o menos exponencialmente con el ángulo de fricción. Por lo tanto, se debe evitar el uso de valores altos de ángulo de fricción cuando se realizan cálculos preliminares para un proyecto en particular.

Los suelos arcillosos normalmente consolidados o poco sobre consolidados tienden a mostrar poca dilatancia ($\psi \approx 0$). La dilatancia de arena depende tanto de la densidad y del ángulo de fricción. La dilatancia es una medida del cambio volumétrico de un material en estado plástico; si $\psi = 0$ no hay cambio de volumen, para $\psi > 0$ hay incremento de volumen y $\psi < 0$ implica una reducción del volumen.

3. PRESENTACIÓN DEL MODELO Y ESTUDIO PARAMÉTRICO.

3.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo utilizando PLAXIS, se plantea el modelo utilizado para simular el paso de un tren; es decir, la interacción suelo estructura debido a la excitación causada por la onda vibratoria generada al paso del tren. Además se proponen diferentes alternativas para ver como se propaga la onda a través del medio en este caso terreno y llega al receptor (edificación).

Se explican los pasos seguidos para la creación del modelo capaz de simular los diferentes casos de estudio (variación de la profundidad del túnel y distancia del edificio), para de esta manera poder cumplir con los objetivos planteados en el apartado 1.4.

Para el cálculo del modelo base se eligen cinco fases. En cada una de estas fases, se muestran los resultados de los desplazamientos.

Se plantea además un estudio paramétrico variando la geometría del túnel, la rigidez del suelo y los coeficientes de Rayleigh para evaluar el efecto que causan estos parámetros en la propagación de la onda.

3.2. FORMULACIÓN DEL MODELO DE CALCULO DINÁMICO

En el cálculo propuesto se presentan los parámetros a tomar en consideración para poder llevar a cabo el análisis del caso en cuestión.

Primero se definirá la geometría para el análisis en PLAXIS, luego se asignaran los elementos y aplicaciones que se utilizan para obtener los resultados del modelo, en esta etapa de descripción del proceso, se tendrá que para cada elemento utilizado, definir lo que son sus propiedades físicas y geomecánicas.

3.2.1. Geometría para la discretización en elementos finitos

Teniendo en cuenta el análisis de un túnel utilizaremos las recomendaciones del Profesor Dr. Ing. Hermut Meibner en su artículo de 1996 (Tunnelbau unter tage) tal como se describe en la Figura 3.1 para determinar los contornos del modelo.

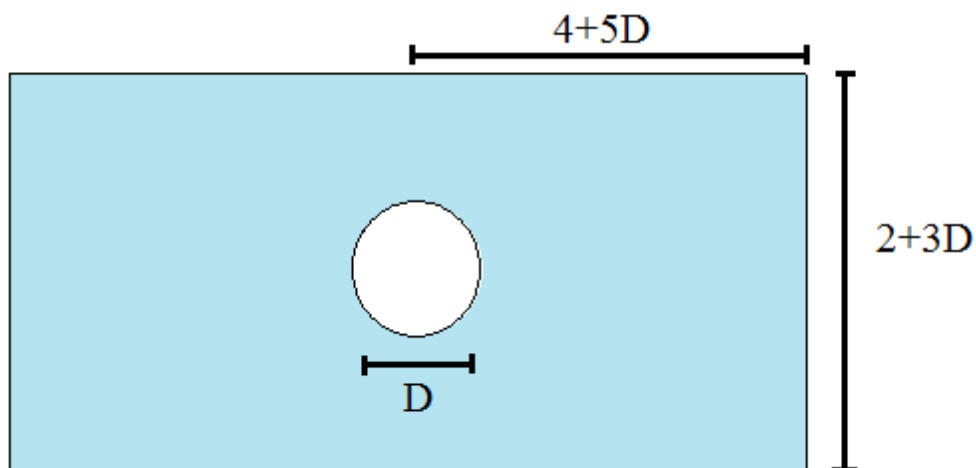


Figura 3.1 Geometría del modelo para la discretización de elementos finitos (Meibner H., 1996).

Partiendo de este modelo los valores obtenidos para definir la geometría del caso de estudio con un túnel de diámetro (**D**) igual a 10 metros, para su altura tenemos un $H = 32$ m, pero se eligió una altura de tres veces el diámetro. Longitudinalmente se tiene desde el punto medio del túnel al extremo del modelo una longitud $L = 54$ m para un total de 108 m (30m x 108m).

3.2.2. Modelo geométrico

Ya sabiendo la geometría se procede a definirla en el input del programa, en el apartado de opciones generales, de la configuración general de Plaxis.

El problema se simula con un modelo de deformación plana (*plain strain*) como se puede observar en la *Figura 3.2*, el cual se ha considerado adecuado para los modelos al suponer que las propiedades del túnel, la vía férrea y los materiales que conforman el subsuelo no varían en el eje z , debido a que este tipo de modelo se utiliza en el caso de geometrías con una sección transversal (más o menos) uniforme para las que pueda suponerse que los correspondientes estados tensionales y de cargas son uniformes a lo largo de una determinada longitud perpendicular a la sección transversal (dirección z). Los desplazamientos y deformaciones en la dirección z se consideran nulos. Sin embargo, se tienen en cuenta completamente los esfuerzos en la dirección z (PLAXIS: Manual de referencia, 2008).

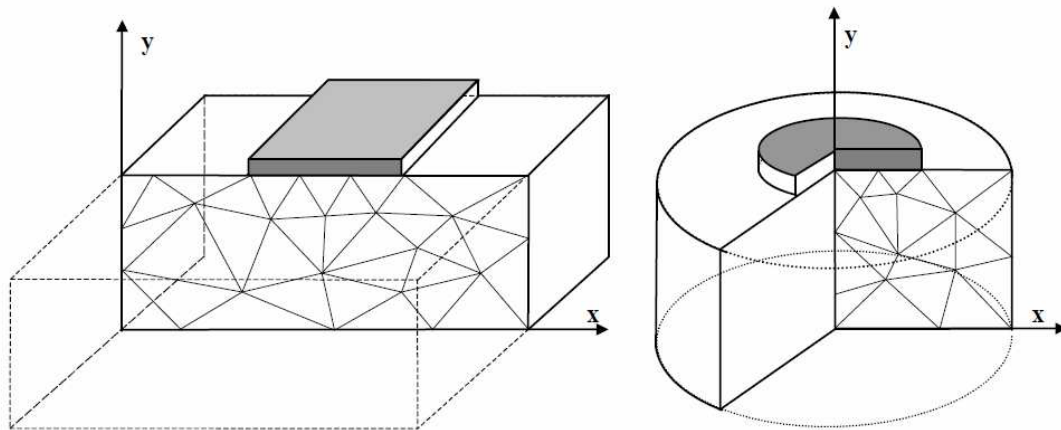


Figura 3.2 Ejemplo de un modelo deformación plana (izquierda) y axisimétrico (derecha) (PLAXIS: Manual de referencia, 2008).

En el mallado del problema se han escogido elementos de 15 nodos debido a que proporciona una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos y la integración numérica implica doce puntos de Gauss o puntos de tensión lo cual indica que este tipo de elementos proporcionan más exactitud en el análisis que los de 6 nodos.

Se utiliza [s] (segundos) como la unidad de tiempo, ya que los efectos dinámicos son por lo general en el orden de segundos en lugar de días.

Los contornos del modelo deben ser lo suficientemente lejos de la región de interés, para evitar perturbaciones debidas a posibles reflexiones de las ondas por lo cual además de aplicar fijación estándar se aplican límites absorbentes.

En el cálculo se tiene en cuenta el efecto de la amortiguación de Rayleigh (ver apartado 2.2) por lo cual se asignan en los materiales.

Las dimensiones del modelo geométrico inicial o modelo base, viene definida por los siguientes puntos los cuales variaran a medida que el túnel sea más profundo:

- Esquina inferior izquierda: (0, 0)
- Esquina inferior derecha: (108, 0)
- Esquina superior derecha: (108, 30)
- Esquina superior izquierda: (0, 30)

Luego de crear las dimensiones del modelo se coloca el túnel con un diámetro dicho anteriormente de 10m. En la situación inicial las coordenadas de este serán (54, 15).

La carga transmitida por el paso del tren (locomotora DB Class 103) viajando a 180 km/h según E. Celebi y F. Goktepe en su artículo Construction and Building Materials del 2012 se puede observar en la *Figura 3.3*. Esta es simulada con una carga puntual armónica en el centro de la vía del tren la cual se introduce como dato en el programa Plaxis a través de un archivo ASCII.

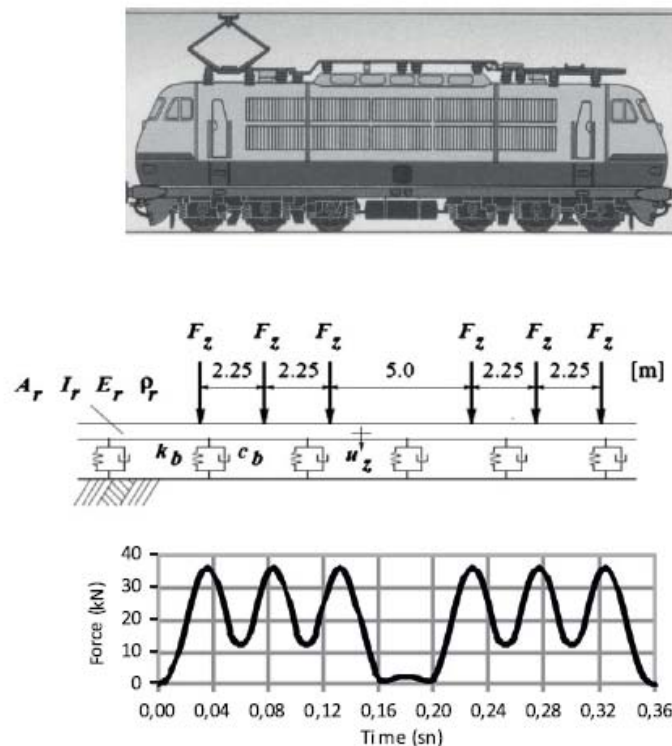


Figura 3.3 Modelo analítico y evolución temporal de las cargas por ejes para $V_1 = 180$ km/h (Celebi et al, 2012).

Además de esto se dibuja un edificio de 4 plantas y un sótano, el cual tiene 6 metros de ancho y 12 metros de altura. El sótano tiene 2 metros de profundidad. El edificio se representa por distintos elementos de placa para representar los forjados y los pilares. En la situación inicial sus coordenadas son las indicadas a continuación, pero estas variarán con el objeto de ver como se propaga la onda en diferentes puntos:

- Esquina inferior izquierda: (70, 28)
- Esquina inferior derecha: (76, 28)
- Esquina superior derecha: (76, 42)
- Esquina superior izquierda: (70, 42)

Una vez definido el modelo como se muestra en la Figura 3.4 se asignan las propiedades de los materiales dígame suelo, túnel, edificio, riel, contrabóveda del túnel, etc.

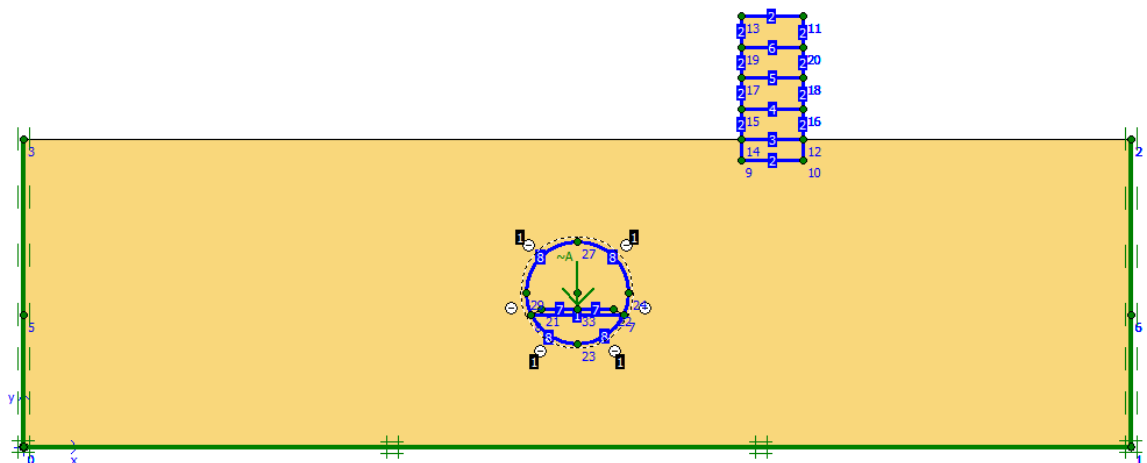


Figura 3.4 Modelo numérico empleado para simular el problema (modelo base).

3.2.3. Propiedades de los materiales

Las propiedades del suelo se presentan en la Tabla 3.1. El suelo consiste en arcilla sobreconsolidada, la cual se supone elástica lineal. Los valores que se asignan son considerados apropiados para este tipo de material. Los coeficientes de Rayleigh son valores típicos tomados del ejemplo del edificio sometido a un terremoto del Plaxis tutorial. La rigidez es algo mayor de lo que cabría utilizar en un análisis estático, ya que las cargas dinámicas suelen ser rápidas y causan muy pequeñas deformaciones. No se toma en cuenta la presencia de las aguas subterráneas las cuales se desprecian en el análisis. El edificio también se considera que es elástico lineal y sus propiedades junto con los demás elementos estructurales detallados en la Tabla 3.2 se tomaron del artículo de E. Celebi y F. Goktepe (2012).

Los elementos estructurales son representados a través de elementos tipo placa, debido a que este tipo de elementos modela el comportamiento mecánico de los elementos estructurales.

Para cuantificar el peso de la estructura se ha considerado solo el efecto de las cargas permanentes, las cuales son aquellas que actúan durante toda la vida en la estructura. Incluye los elementos vigas y columnas del edificio. La principal carga muerta es el peso propio de estos elementos lo cual se obtiene multiplicando el peso específico del material por el espesor equivalente.

Tabla 3.1. Propiedades de los materiales del suelo

Parámetro	Nombre	Capa de arcilla	Capa de balasto	Unidad
Modelo del material	Modelo	Lineal elástico	Lineal elástico	-
Tipo de comportamiento del material	Tipo	Drenado	Drenado	-
Peso específico del suelo	Γ	19	20	kN/m ³
Permeabilidad horizontal	K_x	0.01	-	m/día
Permeabilidad vertical	K_y	0.01	-	m/día
Módulo de Young	E	100000	400000	kN/m ²
Relación de Poisson	N	0.33	0.3	-
Coeficientes de Rayleigh	α and β	0.01	0.017 , 0.01	-
Factor de reducción de resistencia inter	R_{inter}	0.67	Rígida	-

Tabla 3.2. Propiedades de los materiales dibujados como elementos estructurales (tipo placa)

Parámetro	Nombre	Vigas edificio	Columnas edificio	Placa base	Plataforma	Revestimiento del túnel	Unidad
Modelo del material	Modelo	Elástico	Elástico	Elástico	Elástico	Elástico	-
Rigidez normal	EA	6.22×10^6	6.22×10^6	1.2×10^7	3.49×10^6	8.0×10^6	kN/m
Rigidez a flexión	EI	1.87×10^5	4.67×10^4	1.6×10^5	6.55×10^5	1.07×10^5	kNm ² /m
Espesor equivalente	d	0.601	0.30	0.40	1.501	0.4	m
Peso	W	15	7.5	10	29.43	9.60	kN/m/m
Relación de Poisson	ν	0.20	0.20	0.20	0.33	0.20	-
Coeficientes de Rayleigh	α and β	0.01	0.01	0.01	-	-	-

Después de haber asignado las propiedades de los materiales y las condiciones de contornos se procede a generar la malla de elementos finitos con una tosquedad gruesa como se puede observar en la *Figura 3.5* donde se aprecia las particiones del terreno discretizadas en un conjunto de triángulos.

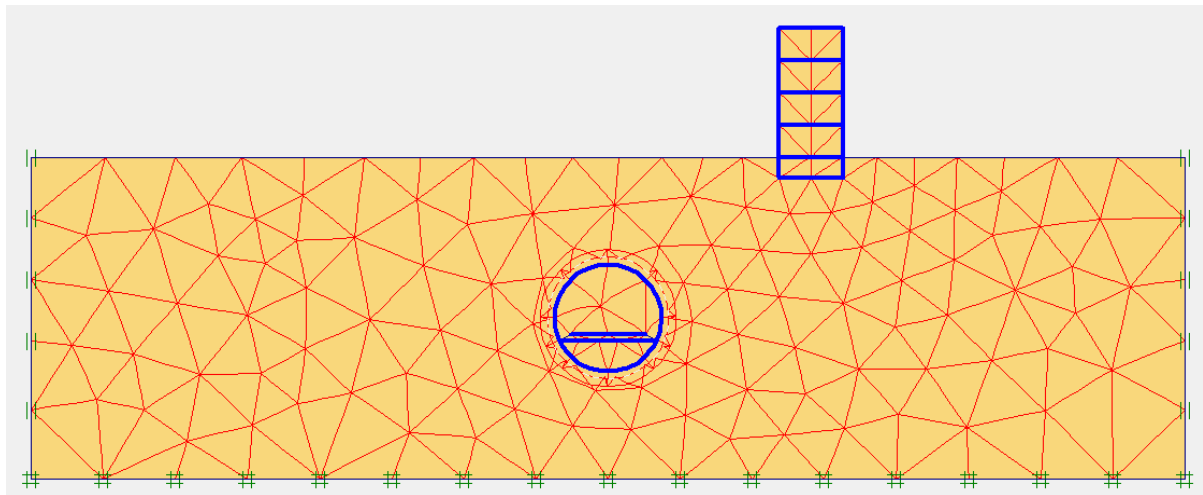


Figura 3.5 Malla global de elementos finitos del modelo de paso de un tren en un túnel taladrado.

3.2.4. Condiciones iniciales

Luego de generar la malla se procede a crear las condiciones iniciales. El cálculo se hace en condiciones drenadas ya que el suelo está parcialmente saturado. Las presiones de agua no se toman en cuenta por lo cual el nivel freático se coloca en el fondo del modelo. Además se generan las tensiones iniciales efectivas del suelo sin tener en consideración ningún tipo de elemento que afecte su estado de reposo, tomando en consideración la fórmula de Jaky ($K_0 = 1 - \sin\phi$). Las tensiones iniciales se pueden observar en la Figura 3.6

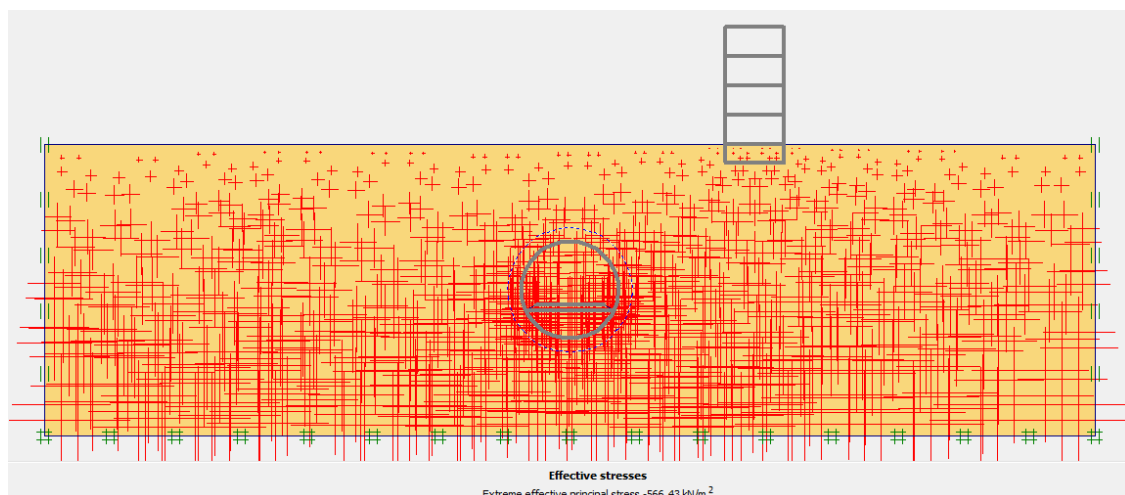


Figura 3.6 Tensiones iniciales

3.2.5. Desarrollo del cálculo

Se procede a calcular el efecto causado al paso de un tren sobre el medio. El cálculo se divide en cinco fases. Las cuatro primeras son plásticas y la quinta dinámica. Partiendo de la fase inicial o condiciones iniciales se definen las siguientes fases a continuación:

Fase 1: Construcción del edificio.

En esta fase se construye el edificio; es decir, se activan los elementos placas que representan las vigas y columnas del edificio. En la *Figura 3.7* podemos observar como el modelo ha sido afectado por la construcción del edificio.

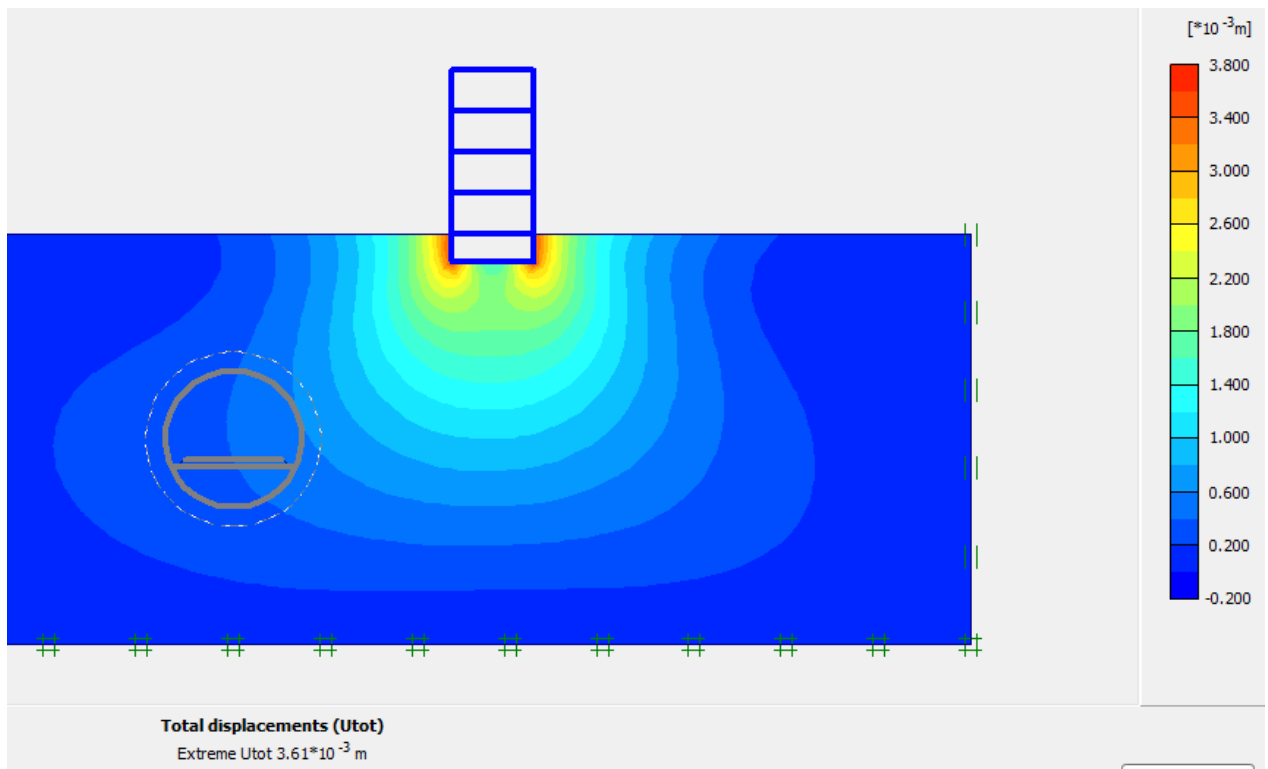


Figura 3.7 Desplazamientos provocados por la construcción del edificio.

Fase 2: Excavación del túnel

Se excava el túnel dejando que este se relaje un 5%. Se colocan los desplazamientos en cero, despreciando de esta manera los asentamientos iniciales del suelo causados por la construcción del edificio en la fase 1 como se puede apreciar en la *Figura 3.8*.

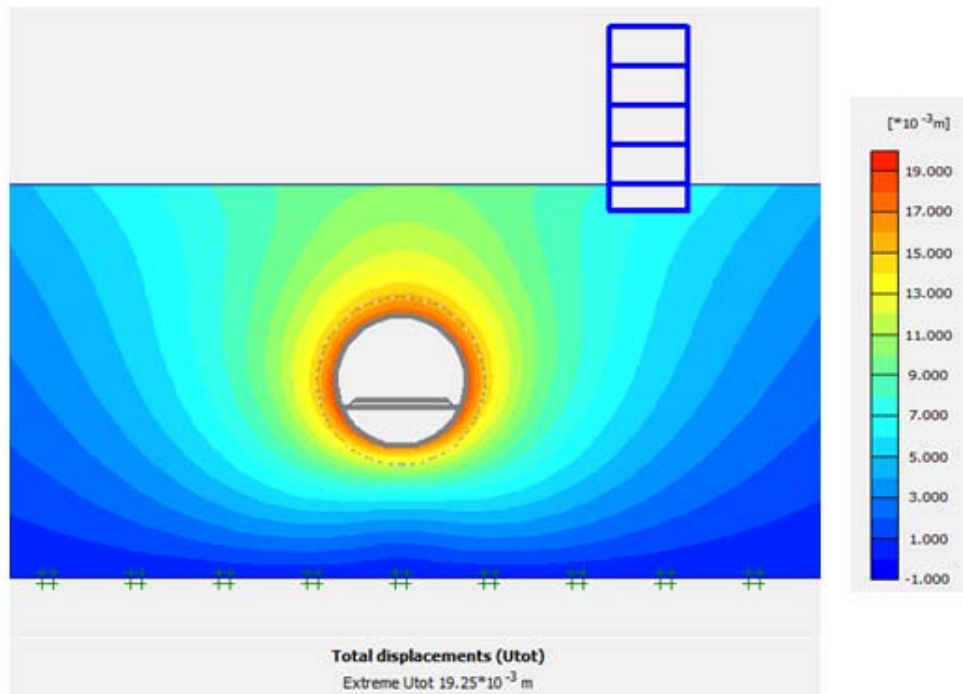


Figura 3.8 Desplazamientos provocados por la excavación del túnel.

Fase 3: Construcción del túnel

En esta etapa se procede a colocar el hormigón en el perímetro circular del túnel. La *Figura 3.9* muestra los desplazamientos causados en el modelo por la construcción de este. La construcción del modelo es por etapas.

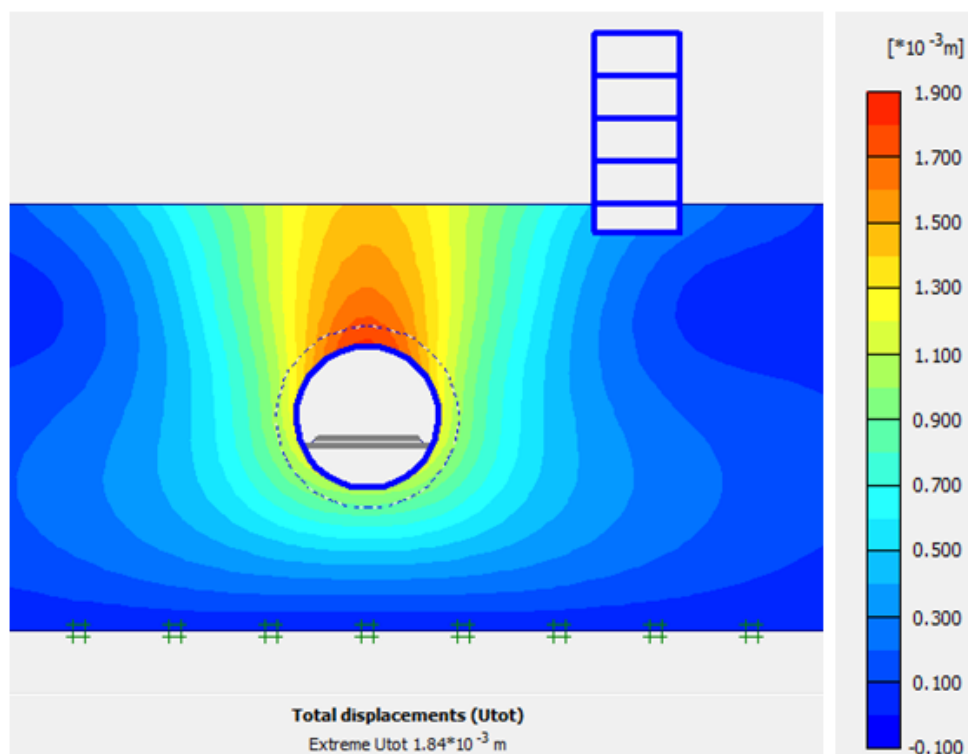


Figura 3.9 Desplazamientos provocados por la construcción del túnel.

Fase 4: Construcción de la solera.

En esta etapa la última de análisis plástico, se procede a construir la solera, se coloca el balasto y además se construye la plataforma. En la *Figura 3.10* se muestra los desplazamientos causados por la construcción de estos elementos de la vía ferroviaria.

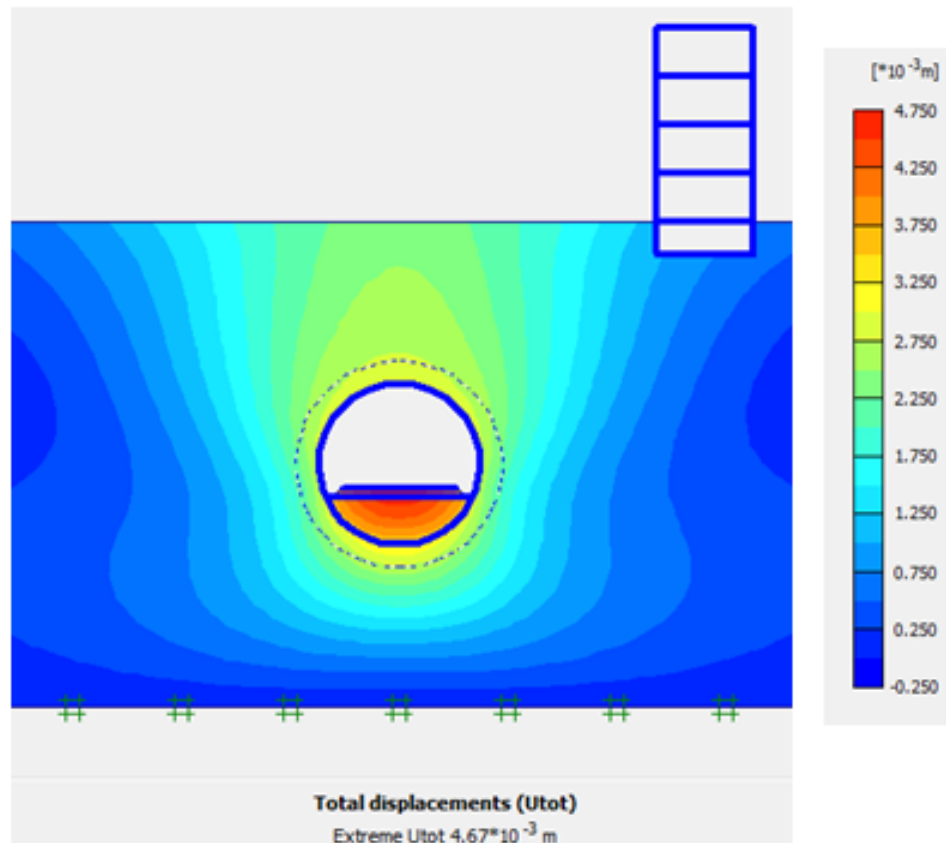


Figura 3.10 Desplazamientos provocados por la construcción de la solera.

Fase 5: Paso del tren.

En esta fase de análisis dinámico se simula el paso del tren por medio de una carga dinámica introducida por medio de un archivo ASCII, el cual se puede observar en la *Figura 3.11*, los archivos de este tipo se pueden editar en cualquier editor de texto separados por espacio.

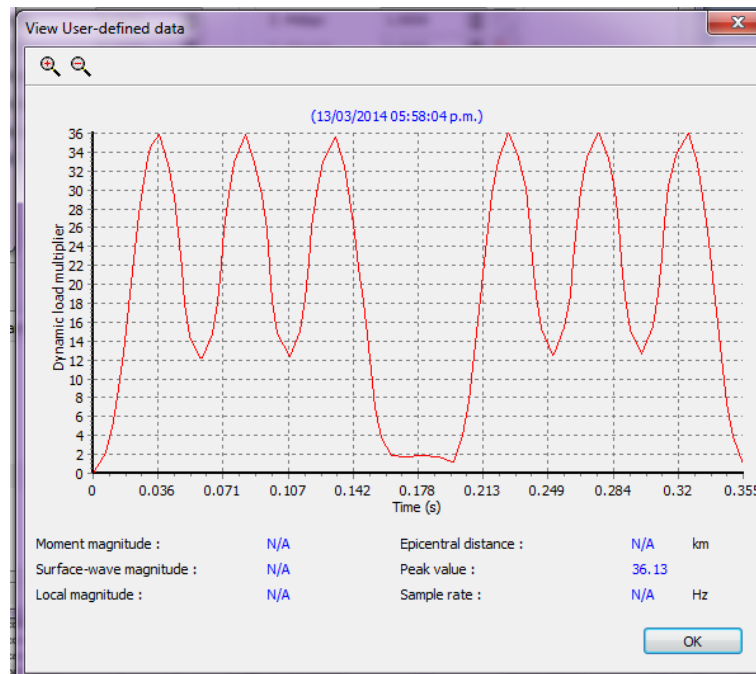


Figura 3.11 Carga oscilatoria introducida.

La *Figura 3.12* muestra los desplazamientos causados por el paso del tren. En esta se aprecia que la zona más afectada es la vía del tren, pero son desplazamientos de milésimas (mm) lo cual en realidad no afecta la traviesa.

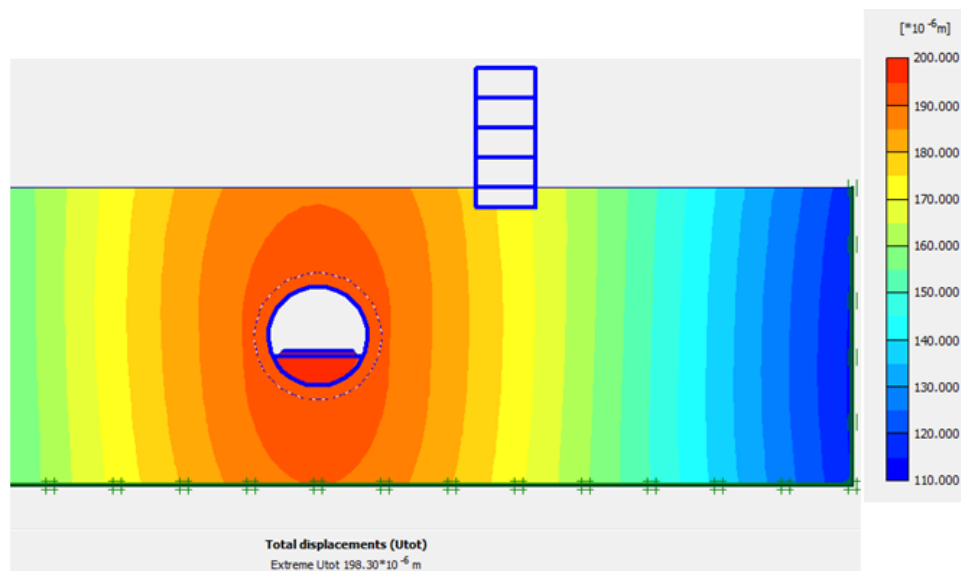


Figura 3.12 Desplazamientos para un tiempo de 3s tras el inicio de la carga.

Antes de proceder a hacer el cálculo, se eligen los puntos de interés. En el presente estudio se eligen puntos donde se aplica la carga, en el sótano y en techo del último piso del edificio o tejado. Además se eligen otros puntos intermedios para ver el mecanismo de propagación de la onda en el medio. Los puntos se seleccionan en las siguientes coordenadas: A (54, 13.5), B (57.5, 13.5), C (58.54, 12.9), D (59.4, 13.3), E (70, 28), F (70, 42), G (54, 30), H (62.6, 30) como se puede apreciar en la *Figura 3.13*.

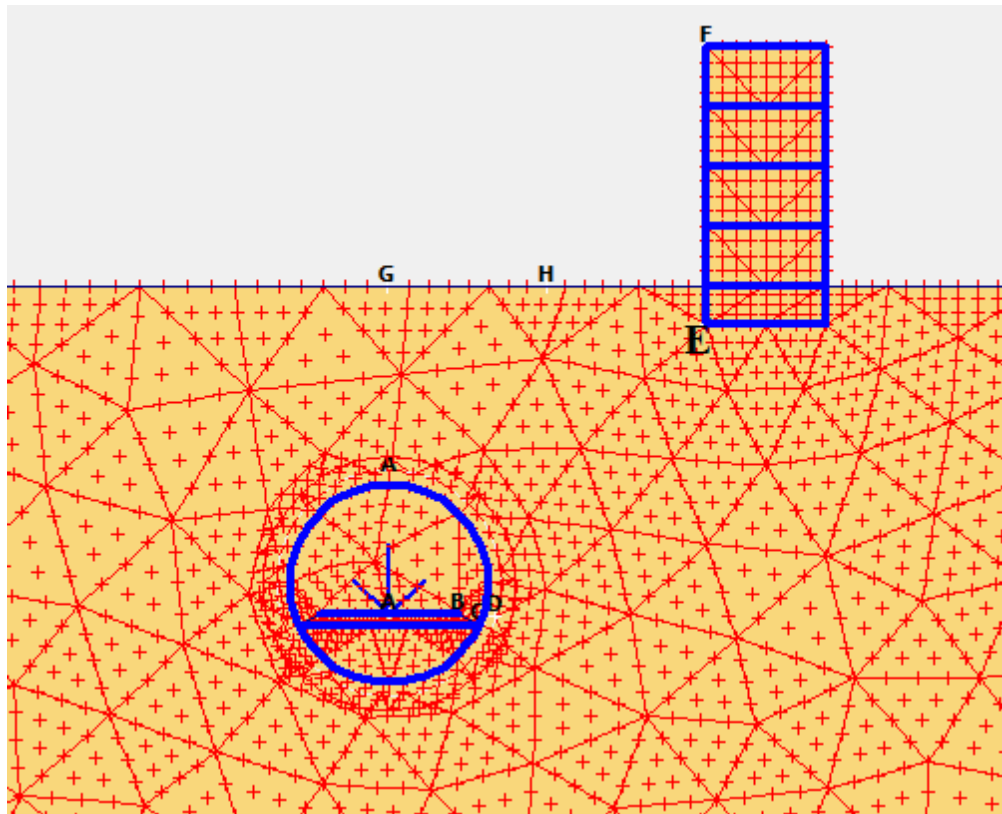


Figura 3.13 Puntos de interés seleccionados.

Estos puntos serán utilizados por el programa de curvas para visualizar las deformaciones, las aceleraciones, velocidades, desplazamientos, en función del tiempo.

3.3. EFECTO DE LA DISTANCIA Y LA PROFUNDIDAD

En este apartado se plantea un análisis paramétrico variando la profundidad del túnel y la distancia del edificio al eje del túnel.

Estos cálculos se realizarán con el fin de determinar la atenuación o amplificación de la onda vibratoria a medida que se hace más profundo el túnel y se varía la distancia de la fuente a la edificación. En primer lugar se tomará como variable fija la profundidad del túnel y como variable la distancia del edificio, luego se variará la profundidad del túnel y se fijará la distancia del edificio. En la *Figura 3.14* se observa la geometría del modelo con, la malla de elementos finitos y para cada circunstancia. Las propiedades de los materiales son las mismas que se definieron en el modelo inicial.

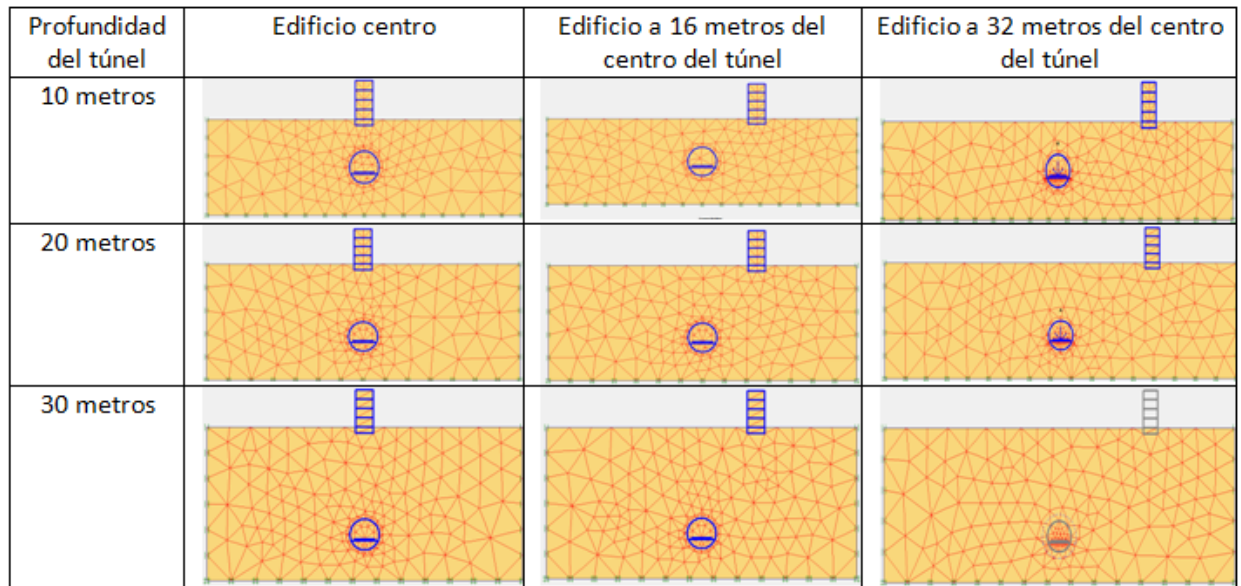


Figura 3.14 Malla de los diferentes modelos variando la distancia y profundidad de la fuente de vibración.

3.4. EFECTO DE LA GEOMETRÍA DEL TÚNEL

En este apartado se varía la geometría del túnel colocando ahora un falso túnel hecho de pantallas de un metro de espesor. Esto se hace con el objetivo de poder ver como influencia la geometría del túnel en la propagación de la onda vibratoria.

Se siguen los mismos pasos para hacer el modelo, es decir, se define la geometría para el análisis en el PLAXIS, luego se asignarán los elementos y sus propiedades, se genera la malla, las condiciones iniciales y se procede al cálculo.

3.4.1. Modelo geométrico

Las dimensiones del modelo geométrico, viene definida por los siguientes puntos los cuales variaran a medida que el receptor (edificación) se aleje del foco (vía):

- Esquina inferior izquierda: (0, 0)
- Esquina inferior derecha: (108, 0)
- Esquina superior derecha: (108, 30)
- Esquina superior izquierda: (0, 30)

Luego de crear las dimensiones del modelo se colocan las pantallas como un elemento tipo placa con una profundidad de 22.6 metros desde la cota 29. La sección del túnel a excavar es de 10.5 metros de ancho por 12.9 de profundidad. La excavación

del túnel es simulada en 4 etapas. La interacción del suelo y la pantalla es simulada por una interfaz de 0.67.

Las coordenadas de las pantallas son las siguientes:

- Lado izquierdo: se coloca en la coordenada (48.75, 29) hasta (48.75, 6.4).
- Lado derecho: se coloca en la parte superior (59.25, 29) hasta la parte inferior (59.25, 6.4).

Ya construidas las pantallas se procede a construir la losa, una viga intermedia en el túnel, la contrabóveda, la vía y el riel, las cuales se sitúan en los siguientes puntos:

- Losa: se coloca desde la coordenada (48.75, 29) hasta la coordenada (59.25, 29).
- Viga intermedia del túnel: se coloca desde la coordenada (48.75, 22.81) hasta la coordenada (59.25, 22.81).
- Contrabóveda: se coloca desde la coordenada (48.75, 12.9) hasta la coordenada (59.25, 12.9).
- Vía: se coloca en la coordenada (48.75, 29), se mueve a la coordenada (49.75, 13.5), luego a la derecha (58.25, 13.5) hasta la coordenada (59.25, 29).

Una vez definido el modelo como se muestra en la *Figura 3.15* se asignan las propiedades de los materiales dígame suelo, túnel, edificio, riel, contrabóveda del túnel, etc.

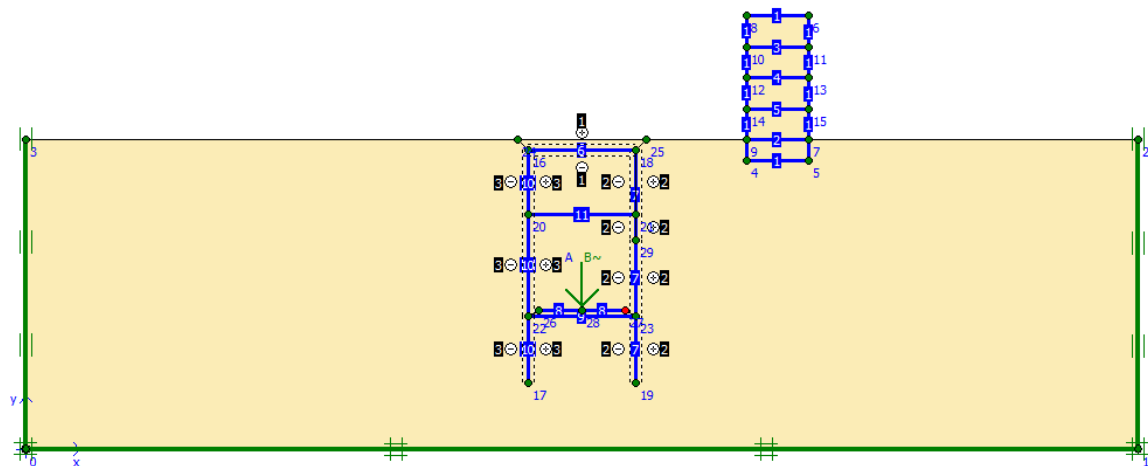


Figura 3.15 Modelo numérico empleado para simular el problema con túnel de pantalla.

3.4.2. Propiedades de los materiales

Las propiedades del suelo son las mismas que se especifican en la *Tabla 3.1. Propiedades de los materiales del suelo*. El edificio se sigue considerando como elástico y las propiedades de los elementos estructurales son las mismas que las especificadas en la *Tabla 3.2*, pero ahora se agregan más elementos estructurales los cuales son detallados en la *Tabla 3.3*.

Las dimensiones de las pantallas, losa de techo, viga intermedia y la sección del túnel de pantallas son análogas a las utilizadas en la construcción de plataforma del AVE, en el tramo: túnel de conexión SANTS- LA SAGRERA (BARCELONA), en la calle Provenza.

Tabla 3.3 Propiedades de los materiales estructurales del túnel tipo pantalla (tipo placa).

Parámetro	Nombre	Pantallas	Viga intermedia	Losa de techo	Unidad
Modelo del material	Modelo	Elástico	Elástico	Elástico	-
Rigidez normal	EA	2.857×10^7	1.715×10^7	2.867×10^7	kN/m
Rigidez a flexión	EI	2.381×10^6	5.144×10^5	2.381×10^6	kNm ² /m
Espesor equivalente	d	1	0.60	1	m
Peso	W	30	18	20	kN/m/m
Relación de Poisson	ν	0.20	0.20	0.20	-
Coefficientes de Rayleigh	α and β	0	0	0	-

Después de haber asignado las propiedades de los materiales y las condiciones de contornos se procede a generar la malla de elementos finitos con una tosquedad gruesa como se puede observar en la *Figura 3.16*. Luego las tensiones iniciales como se puede ver en la *Figura 3.17*.

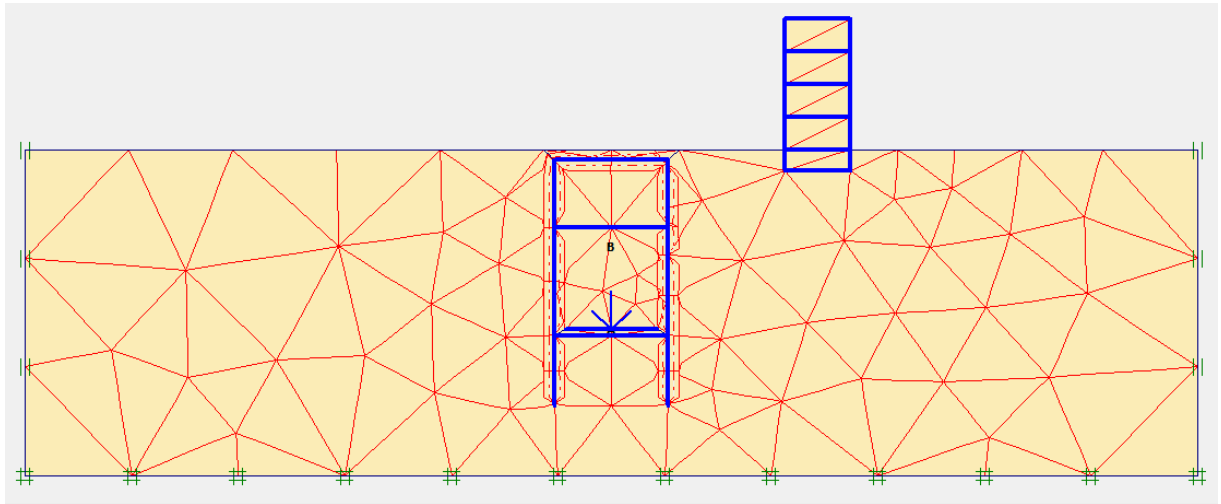


Figura 3.16 Malla global de elementos finitos del modelo de paso de un tren en un túnel de pantallas.

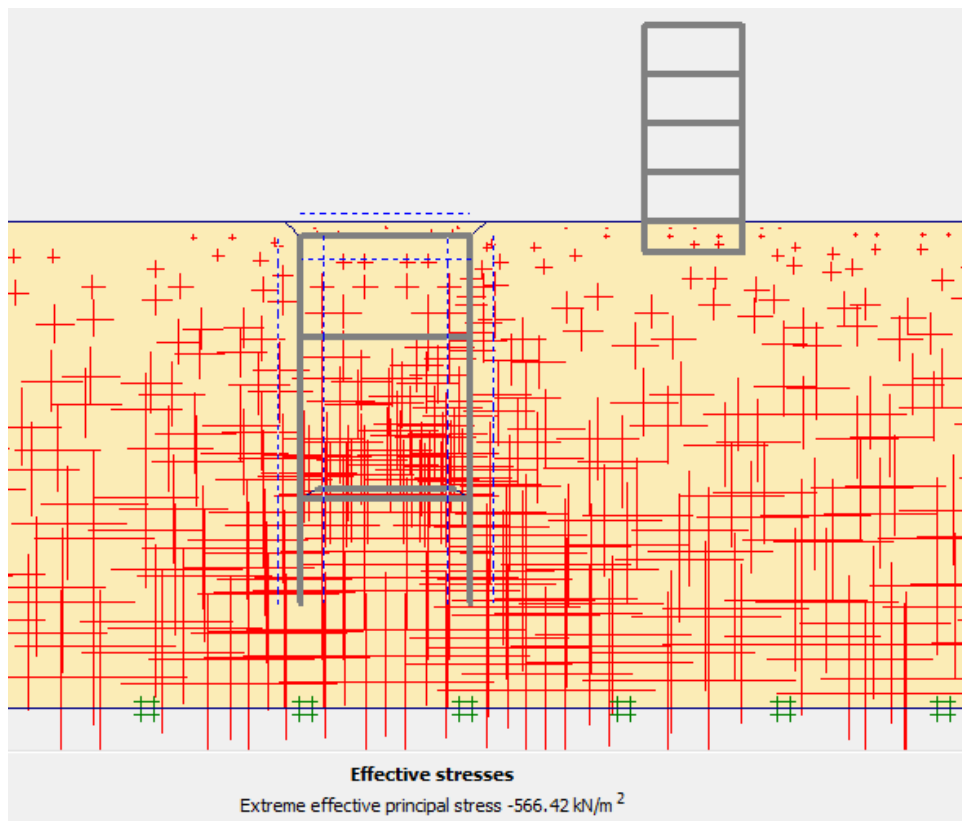


Figura 3.17 Tensiones iniciales

3.4.3. Desarrollo del cálculo

Se procede a calcular el efecto causado al paso de un tren en un túnel de pantalla. El cálculo se divide en ocho fases. Las siete primeras son plásticas y octava dinámica. Partiendo de la fase inicial o condiciones iniciales las siguientes fases se definieron:

Fase 1: Construcción del edificio

En esta fase se construye el edificio, activando los elementos placas que representan las vigas y columnas del edificio. En la *Figura 3.18* podemos observar como el modelo ha sido afectado por la construcción del edificio.

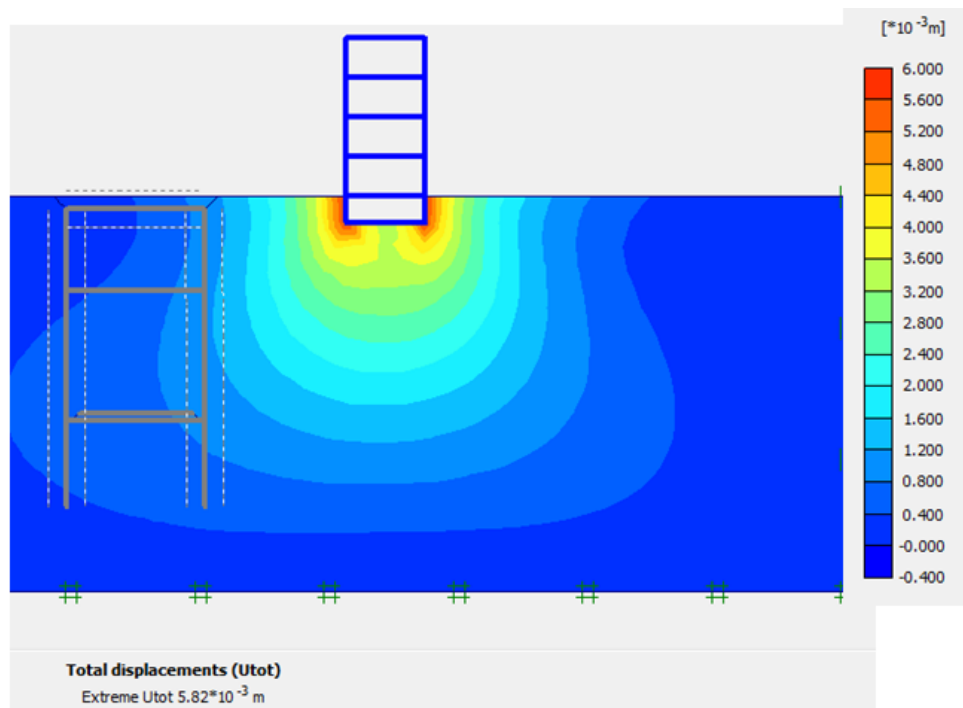


Figura 3.18 Desplazamientos provocados en suelo por la construcción del edificio.

Fase 2: Construcción de las pantallas

En esta etapa se activan los elementos tipo placas que representan las pantallas. Las pantallas son de hormigón HA-30 y en la se puede observar las afecciones que causa en el modelo la construcción de estas.

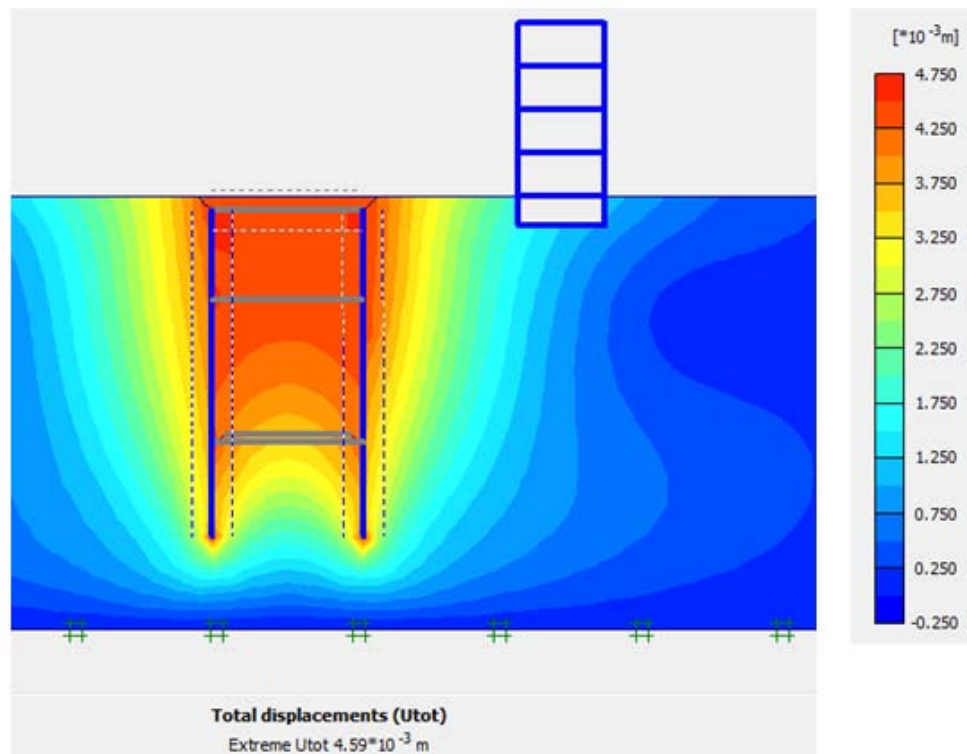


Figura 3.19 Desplazamientos provocados por la construcción de las pantallas.

Fase 3: Excavación hasta la cota de cabeza pantalla

En esta fase se excava hasta la cota de cabeza de pantalla como su nombre lo indica. La cota de cabeza es a 1 metro de profundidad. En la *Figura 3.20* se puede apreciar que al quitar el peso de ese volumen de suelo, este experimenta una relajación y se expande un poco.

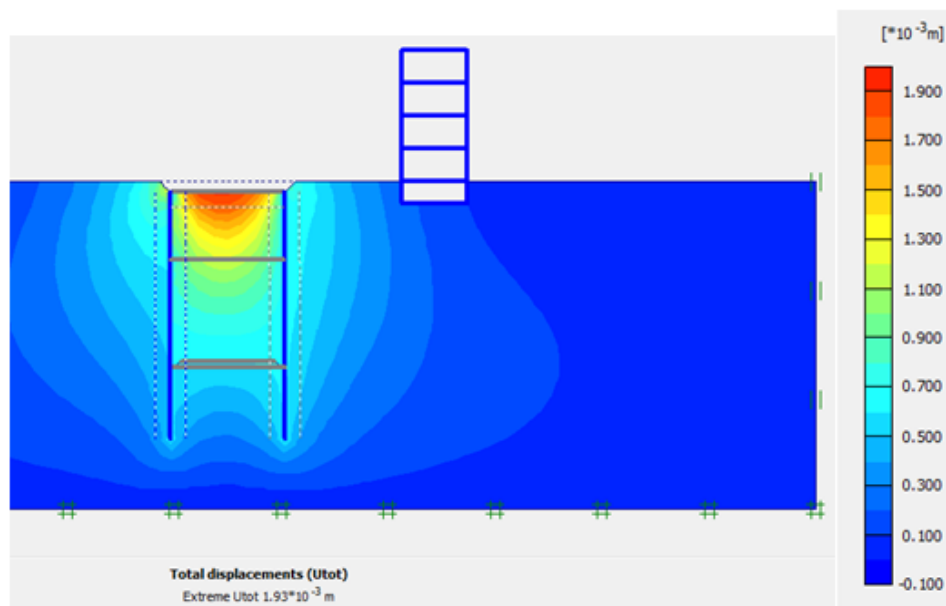


Figura 3.20 Desplazamientos ocasionados por la excavación hasta la cota de cabeza de pantalla.

Fase 4: Construcción de la losa de cubierta

Una vez hecha la excavación se procede a construir la losa de cubierta del túnel. En la *Figura 3.21* se aprecia que al colocar la losa de cubierta la estructura experimenta un empuje lo cual se traduce a un desplazamiento de pocos milímetros en el centro del claustro de suelo por debajo de esta.

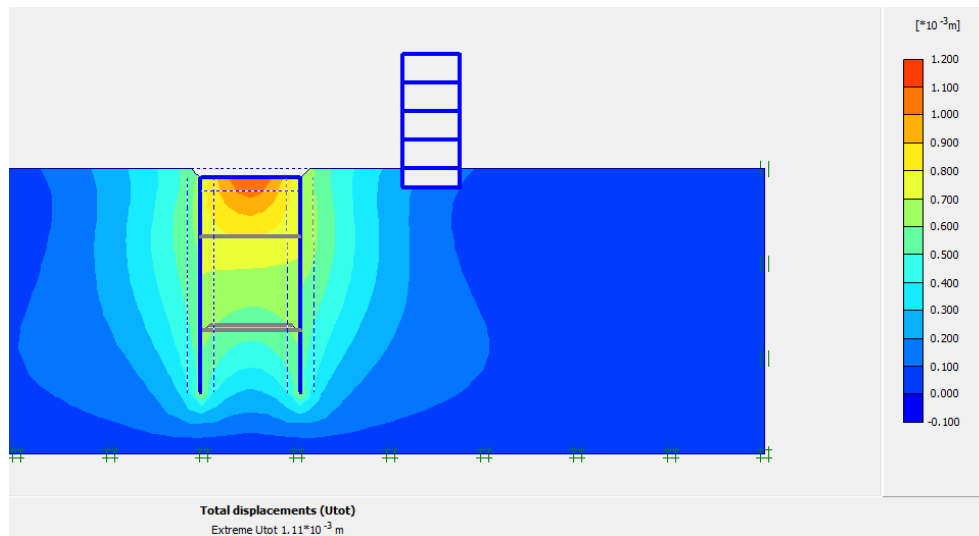


Figura 3.21 Desplazamientos provocados por la construcción de la losa de cubierta.

Fase 5: Excavación hasta la viga intermedia

En esta etapa se procede a excavar hasta el fondo de la viga intermedia y se construye la misma. En la *Figura 3.22* se puede apreciar el empuje vertical que experimenta el modelo en esta etapa al quitar el peso de ese claustro de suelo y colocar la viga intermedia.

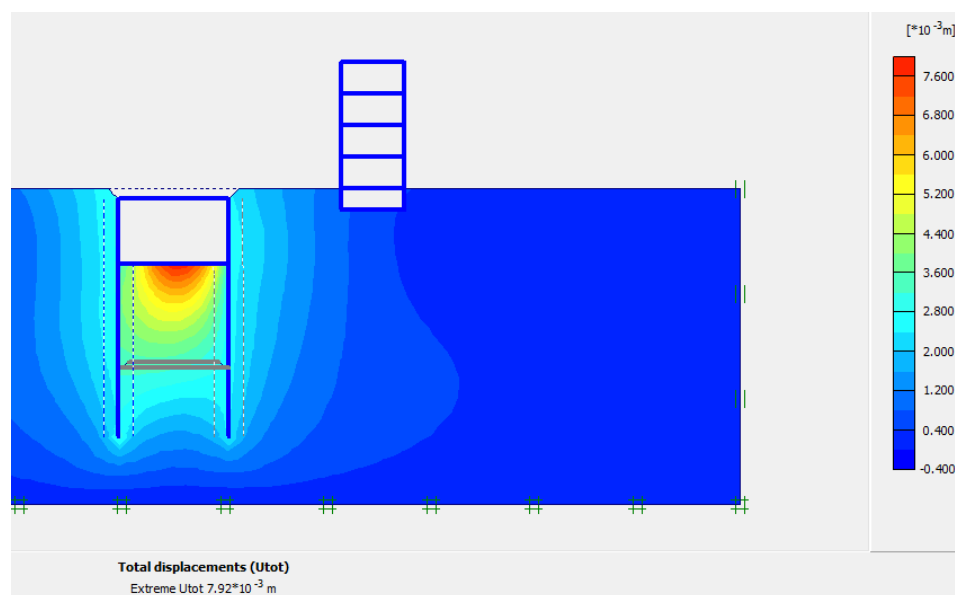


Figura 3.22 Desplazamientos provocados por la excavación y construcción de la viga intermedia.

Fase 6: Excavación hasta nivel de contrabóveda

En esta etapa se excava hasta la contrabóveda, donde se construye la placa base de la vía del tren, se coloca el balasto y se construye la plataforma. Esto se puede apreciar en la *Figura 3.23*, donde se observa el empuje hacia arriba que experimenta el túnel al excavar hasta el nivel de vía. Los desplazamientos que experimentas son pequeños de 11.17 mm.

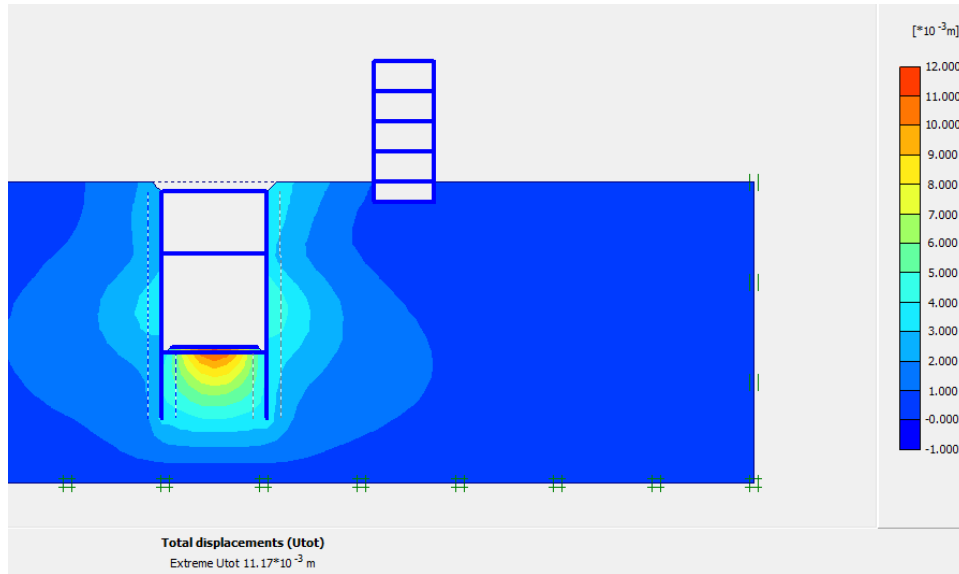


Figura 3.23 Desplazamientos provocados por la excavación y construcción de la contrabóveda.

Fase 7: Colocación del relleno

En esta etapa se procede a colocar el relleno encima del túnel de pantalla. En la *Figura 3.24* se observa la afección provocada en el modelo al hacer este relleno de arcilla. En esta etapa se debe de activar la carga dinámica.

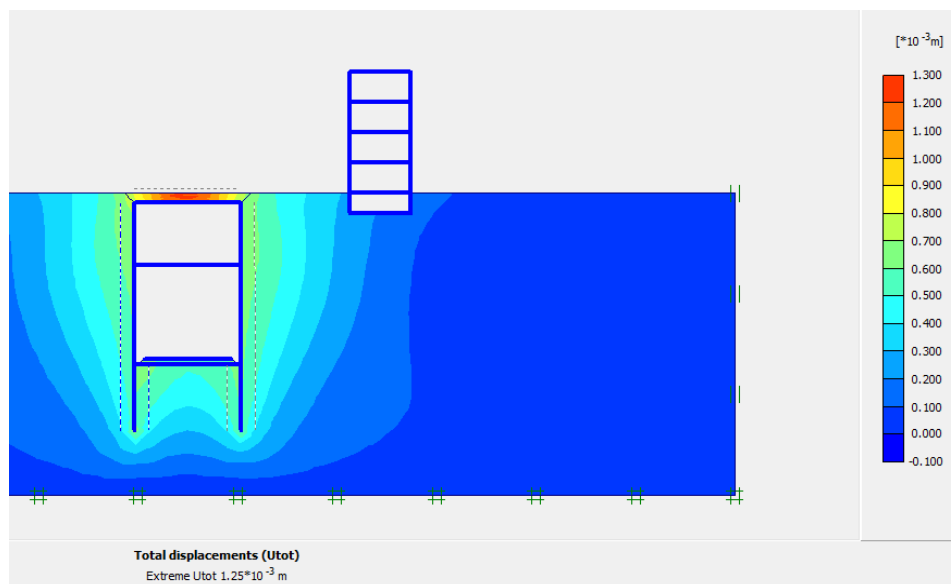


Figura 3.24 Desplazamientos provocados por la colocación del relleno.

Fase 8: Paso del tren

Ya construido el túnel y la vía, se procede a cargar el archivo que simulara la carga dinámica oscilatoria que provoca el paso de un tren a 180 km/h. En la *Figura 3.25* se puede ver los movimientos provocados en la estructura del túnel y el edificio cuando ya ha pasado el tren (2.5 segundos después).

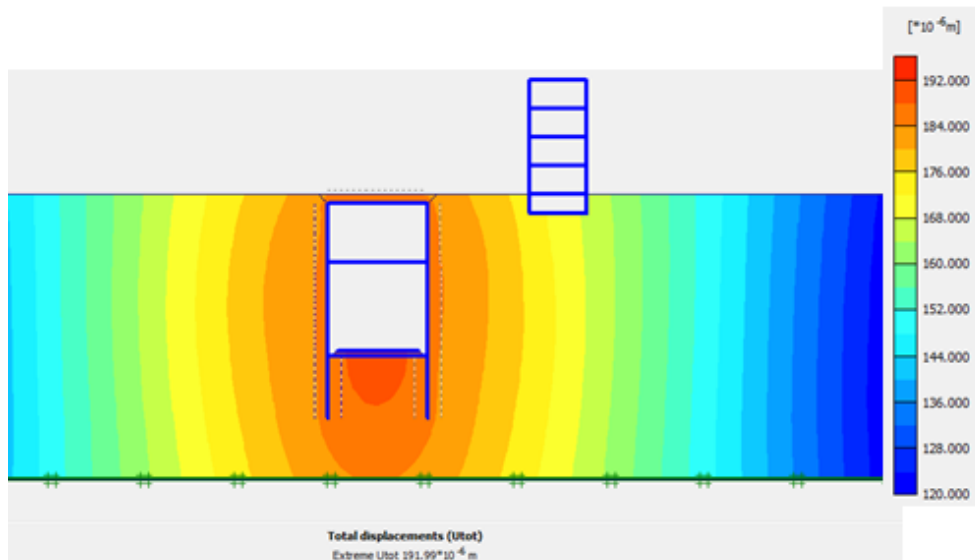


Figura 3.25 Desplazamientos provocados cuando ya ha pasado el tren en el túnel de pantalla (2.5 segundos después).

3.5. EFECTO DE LA RIGIDEZ

En este apartado se toma en cuenta el efecto de la rigidez del suelo, es decir se varía el módulo de Young del suelo para ver qué influencia tiene este parámetro en la propagación de la onda vibratoria al paso de un tren. Este parámetro se variará de 100,000 kPa en el modelo inicial a 10,000 kPa como se puede apreciar en la *Figura 3.26*.

Se escoge como base de estudio el modelo inicial (túnel taladrado) con un suelo blando y luego con un suelo muy rígido.

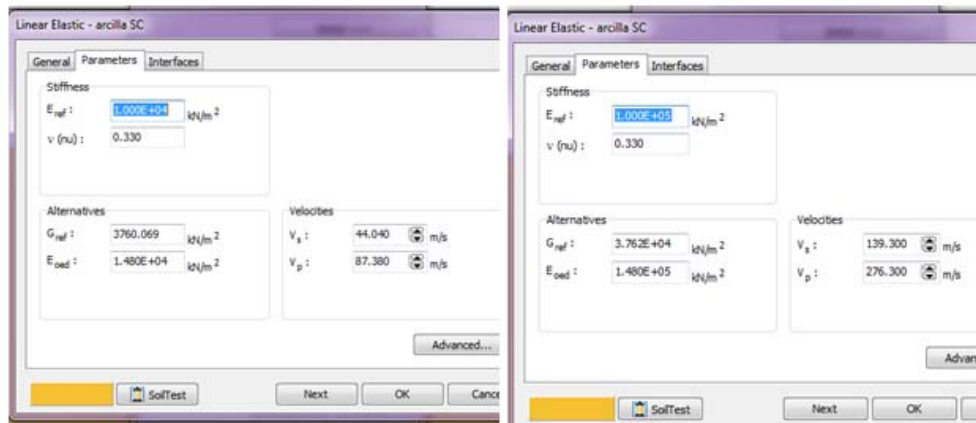


Figura 3.26 Parámetros del suelo del modelo inicial

3.6. EFECTO DE LOS COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH

En este apartado se varían los coeficientes de Rayleigh ya que estos tienen una importante influencia en la matriz de amortiguamiento (C), la cual a su vez es formulada como una función de masa y rigidez (ver apartado 2.2).

En este contexto se deja fija la variable $\beta = 0.01$ y se varia la variable α (0.05, 0.17 y 0.005). Luego se deja fija la variable $\alpha = 0.017$ y β varia en el rango de 0.05, 0.01 y 0.005. Estas variaciones, además de en el suelo, se efectúan en la capa de balasto, la cual es la parte de la vía que recibe más vibraciones y según las literaturas existentes la capa de balasto tiene una gran contribución en la atenuación de las vibraciones.

Este análisis paramétrico se hará para cumplir con uno de los objetivos específicos planteados en el apartado 1.4.2.

Se escogerá como caso de estudio el modelo inicial pero con el edificio en el centro como se puede apreciar en la *Figura 3.27*.

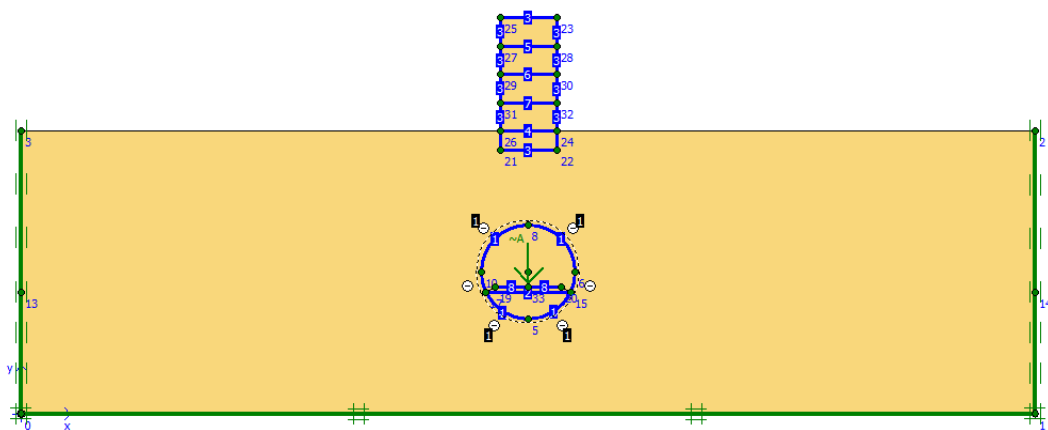


Figura 3.27 Modelo numérico inicial con el edificio en el centro.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en los modelos y el estudio paramétrico descritos en el capítulo 3 del presente documento. Después, se realiza un análisis detallado de los resultados obtenidos de los diferentes modelos y el cambio de parámetros como los coeficientes de Rayleigh en el balasto y en el suelo y la rigidez del suelo ya explicados en el capítulo anterior.

Este análisis de los resultados se hace con el fin de alcanzar los objetivos planteados en la tesis. Cabe destacar que estos objetivos son planteados para comparar los resultados de vibraciones de los modelos con los rangos de umbrales permitidos por las normas. Dichos resultados son presentados como se mencionó anteriormente como aceleraciones, velocidades, desplazamiento, en función del tiempo.

4.2. RESULTADOS DEL MODELO BASE O MODELO 1

En la *Figura 4.1* se muestra los datos introducidos en Plaxis y los datos que calcula Plaxis en el punto donde se aplica la carga puntual oscilatoria (54, 13.5), lo cual confirma que los valores introducidos son los mismos que este calcula. Puede apreciarse que la discretización temporal es suficientemente fina como para describir bien la variación en el tiempo de la carga.

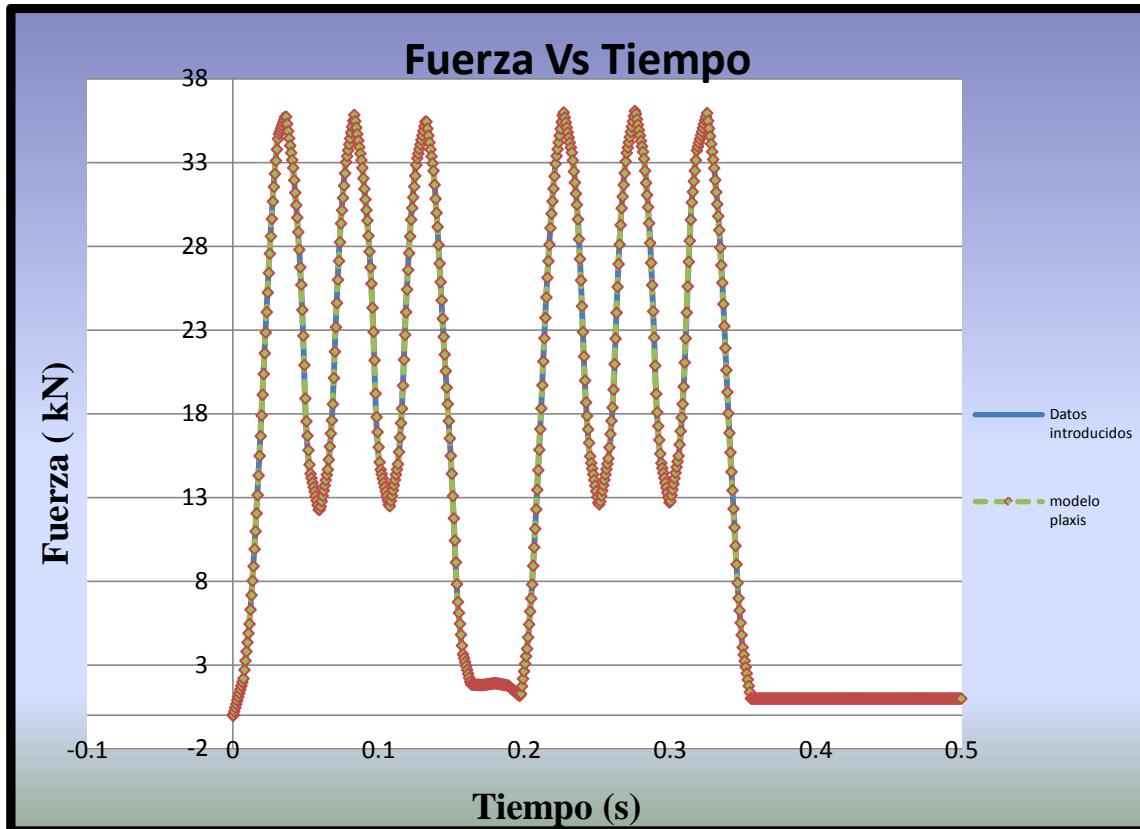


Figura 4.1 Gráfica comparativa de datos y resultados del modelo

En la *Figura 4.2* se puede observar cómo se va atenuando la onda vibratoria a medida que pasa los diferentes elementos estructurales. Se puede verificar que en el punto de aplicación de la carga (A, figura 3.13) ésta experimenta una amplitud de aceleración pico de 0.662 m/s^2 lo cual supera el umbral de vibraciones global de 0.315 m/s^2 que sería ligeramente incómodo para una persona dentro del vehículo ferroviario según los umbrales de la ISO 2631-1, del 1996 (ver apartado 1.2.2), si no existiera el sistema de amortiguación del vehículo. Al llegar al balasto (punto C) estas amplitudes van atenuándose y disminuye a niveles de 0.18 m/s^2 , llegando al receptor en este caso el edificio con valores de 0.012 m/s^2 en el sótano (punto E) y amplificándose hasta llegar al tejado (punto F) con valores de 0.013 m/s^2 siendo perceptible para la personas que están dentro del edificio, pero no causando incomodidad si lo comparamos con la norma ISO 2631-1, como se puede apreciar en la *Figura 4.3*, para un tiempo de 0.09 segundos del paso del tren.

La atenuación de la onda puede ocurrir por amortiguamiento geométrico y amortiguamiento tipo viscoso al pasar por el suelo.

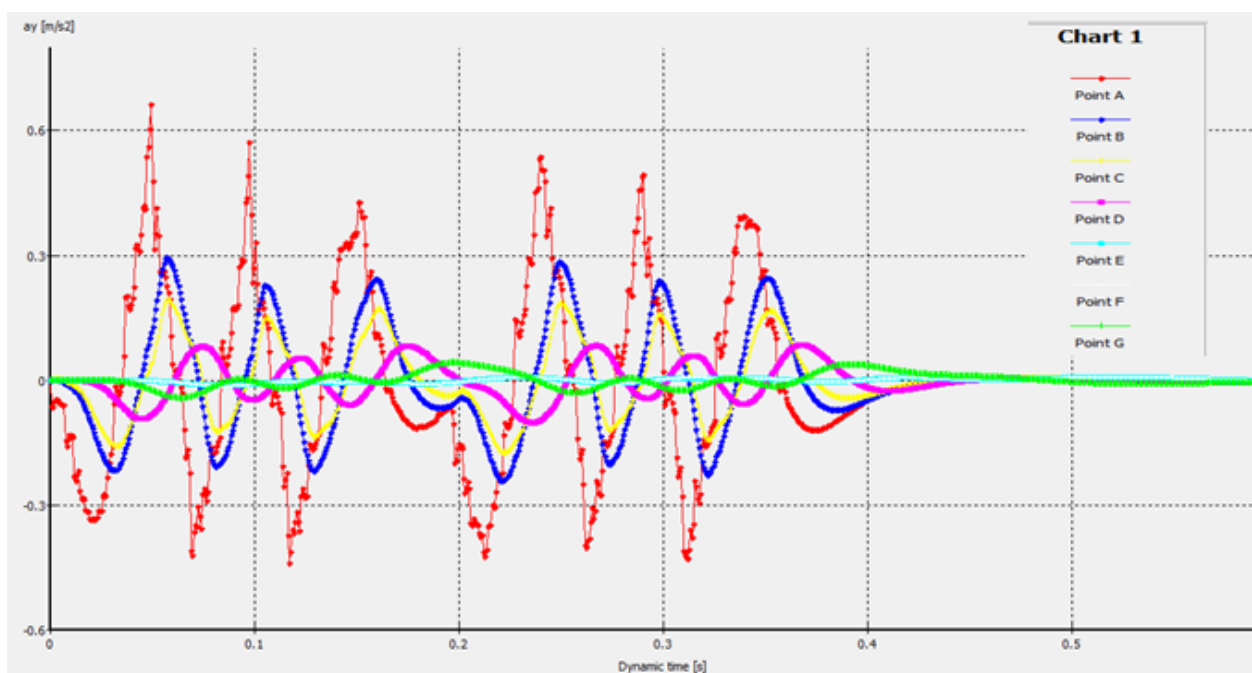


Figura 4.2 Aceleraciones verticales en todos los puntos seleccionados del modelo 1.

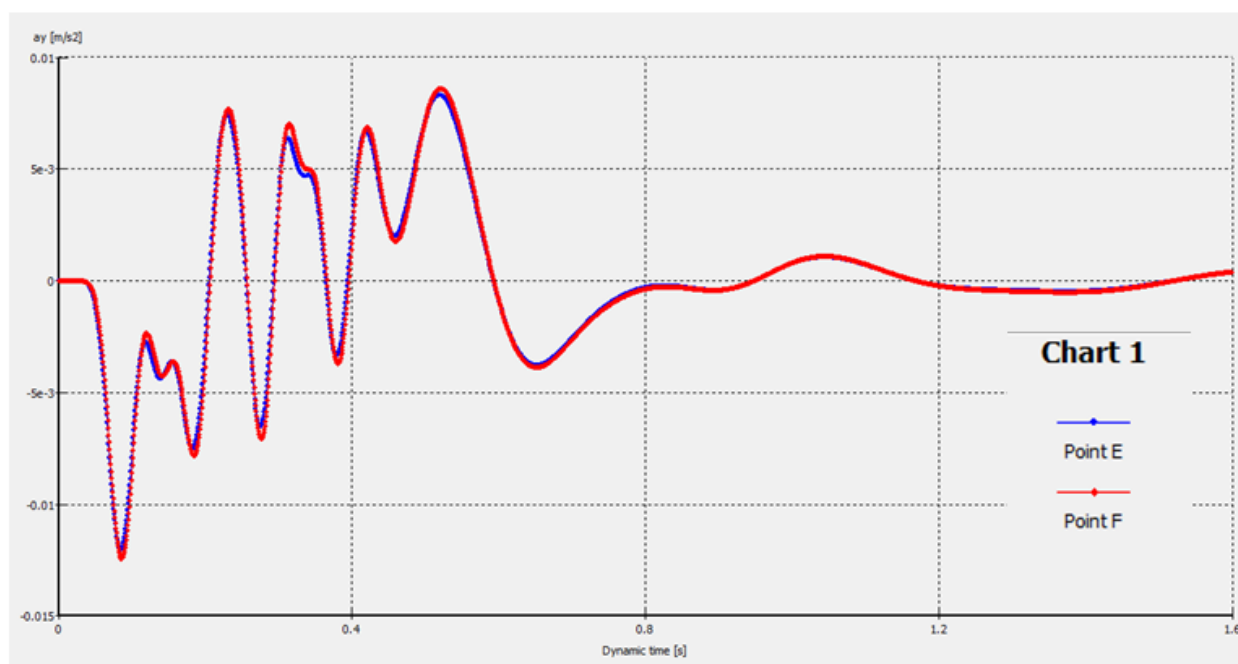


Figura 4.3 Aceleración vertical experimentada en el sótano (punto E) y el edificio (punto F) al paso del tren.

En la *Figura 4.4* se puede observar la aceleración horizontal que experimenta el modelo inicial al paso del tren. Se puede ver que donde se aplica la carga (punto A) la aceleración es mínima pero al desplazarse por la plataforma aumenta su amplitud llegando a valores picos de 0.038 m/s^2 , pero esta disminuye su amplitud al paso por el balasto (punto C). Después vuelve a aumentar su amplitud llegando al tejado con valores picos de amplitud de 0.023 m/s^2 y luego atenuándose esta con el tiempo.

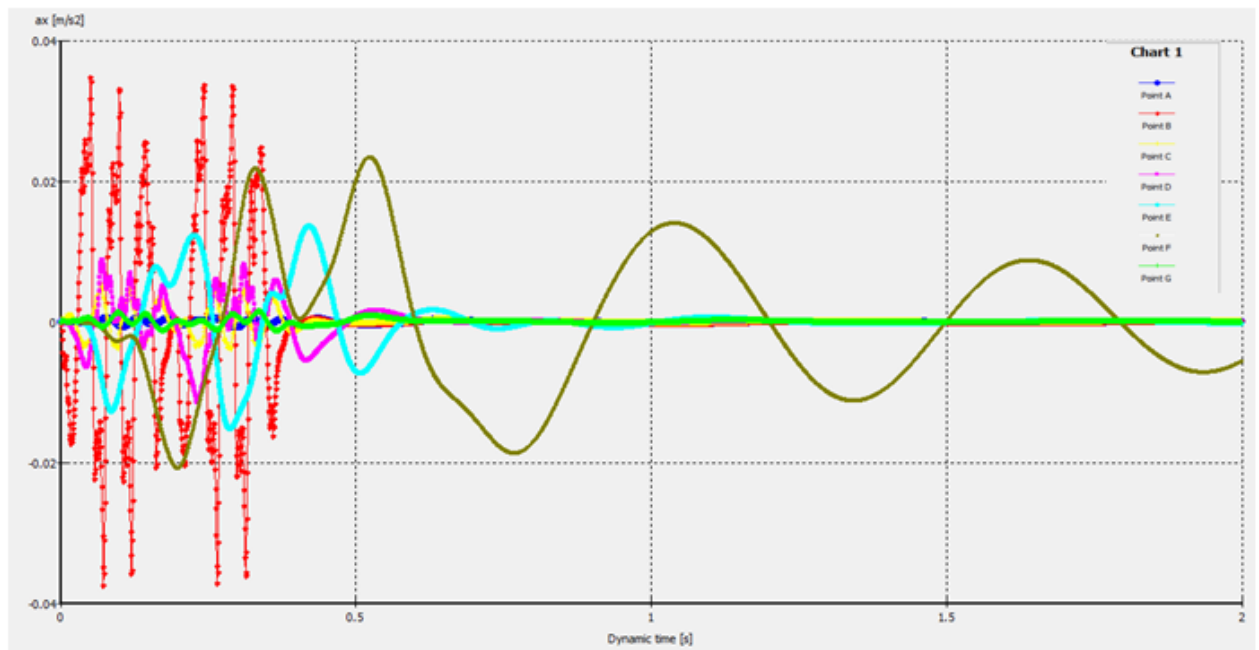


Figura 4.4 Aceleraciones horizontales en todos los puntos seleccionados del modelo 1.

En *Figura 4.5* se puede observar la velocidad vertical en diferentes puntos del modelo. Se puede ver que la mayor amplitud de velocidad ocurre en el punto A (punto de aplicación de la carga) y que ésta va atenuándose con la distancia. Además se puede ver que estas amplitudes de velocidades verticales ocurren cuando el tren está pasando y después de que pasa experimentan una atenuación inmediata.

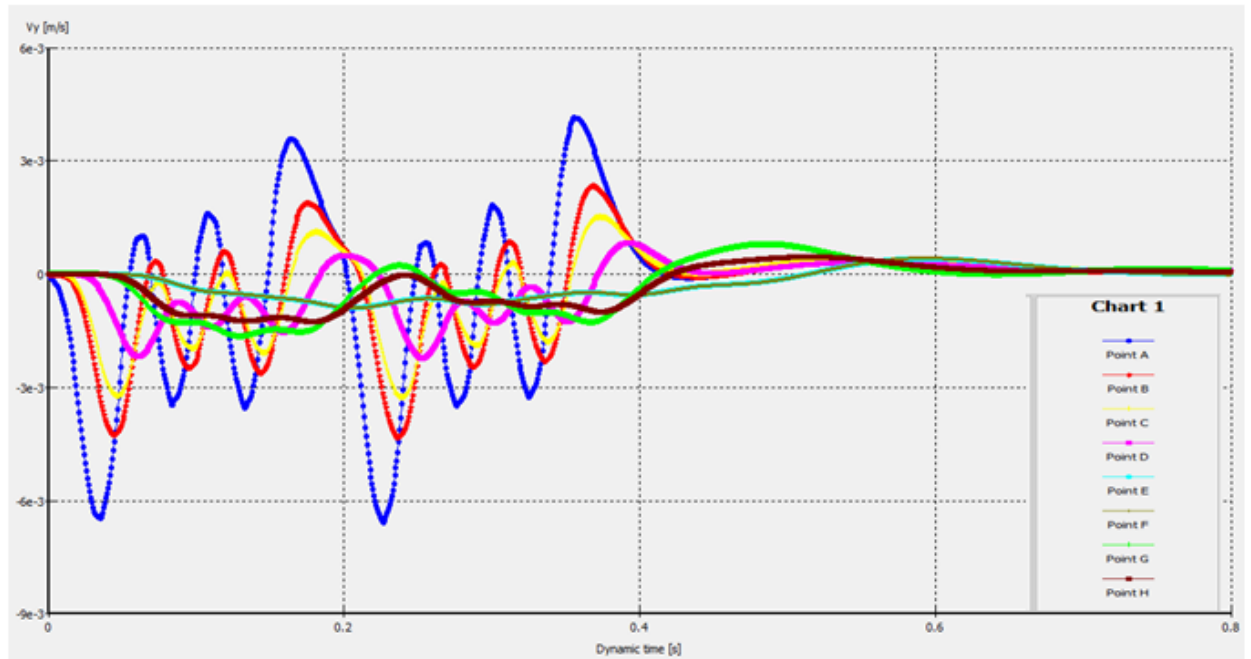


Figura 4.5 Velocidad vertical del modelo base al paso del tren.

En la *Figura 4.6* se puede observar la velocidad horizontal al paso del tren. La línea azul representa la velocidad en el sótano y la roja en el tejado. Se puede apreciar que cuando la onda vibratoria llega al sótano experimenta un aumento de la amplitud de la velocidad hasta llegar al tejado, alcanzando su valor máximo de 2.03 mm/s en el tiempo de 0.6 segundos con un valor menor al rango especificado por Reiher y Meister (tomado de Rueda, 2011) de 2.5 mm/s (ver apartado 1.2.2).

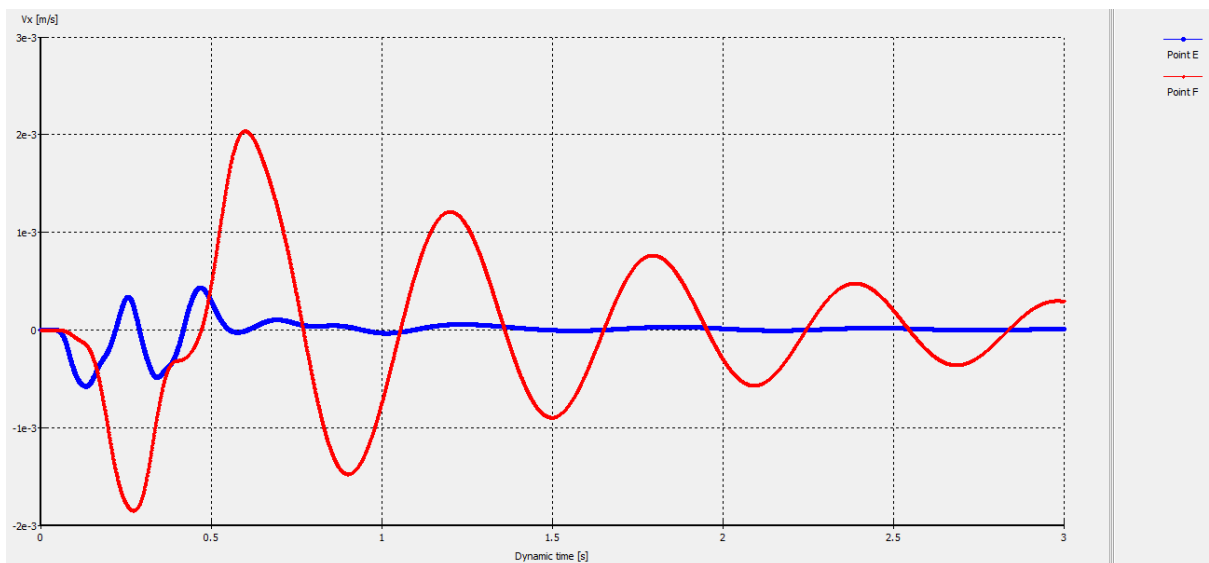


Figura 4.6 Velocidad horizontal experimentada en el sótano (punto E) y el edificio (punto F) al paso del tren.

En la *Figura 4.7* se muestra los desplazamientos en el modelo ocasionados por el paso del tren. El desplazamiento máximo es de 0.4 mm y se efectúa en la vía a los 0.34 segundos, que es cuando termina de pasar la última rueda del tren tipo loc103 (ver *Figura 3.3*).

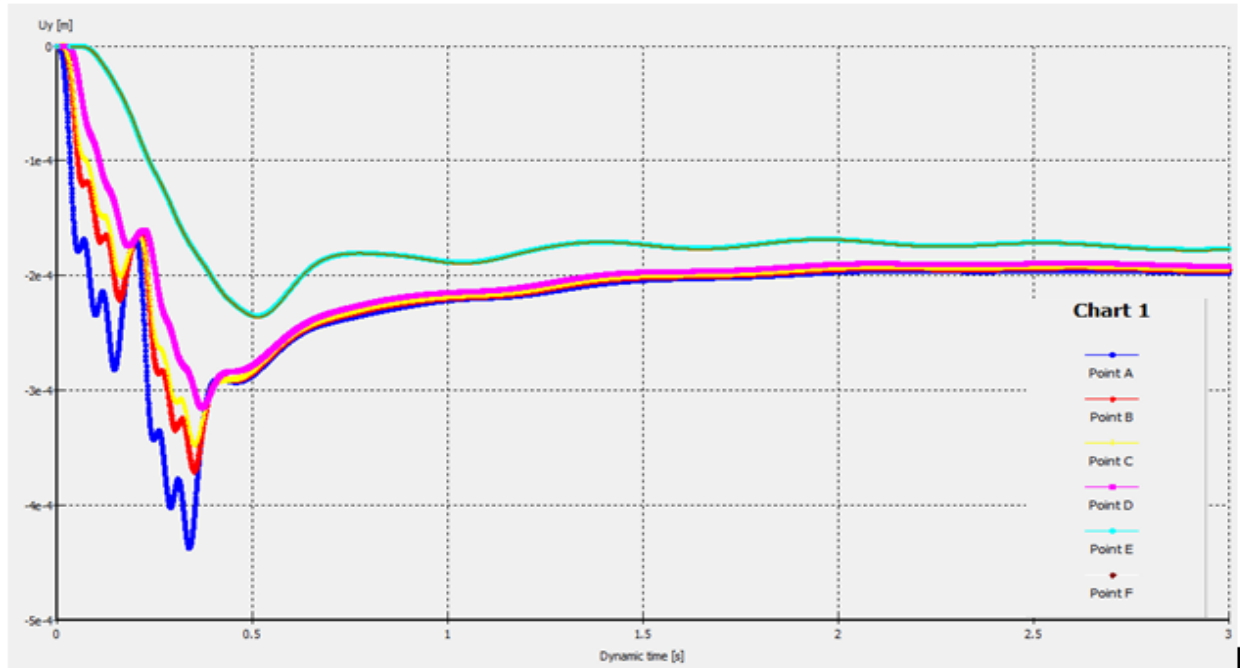


Figura 4.7 Desplazamiento vertical experimentado en los diferentes puntos del modelo.

En la *Figura 4.8* se aprecian los desplazamientos horizontales experimentados en todos los puntos del modelo (ver *Figura 3.13 Puntos de interés seleccionados.*), donde las amplitudes máximas de desplazamiento horizontal ocurren en el tejado del edificio (representado por el punto F) con valores picos de 0.03 mm. Estos desplazamientos picos ocurren cuando pasa la última rueda del tren, pero también se muestra como estas amplitudes se van atenuando al paso del tiempo disminuyendo la frecuencia y aumentando el período.

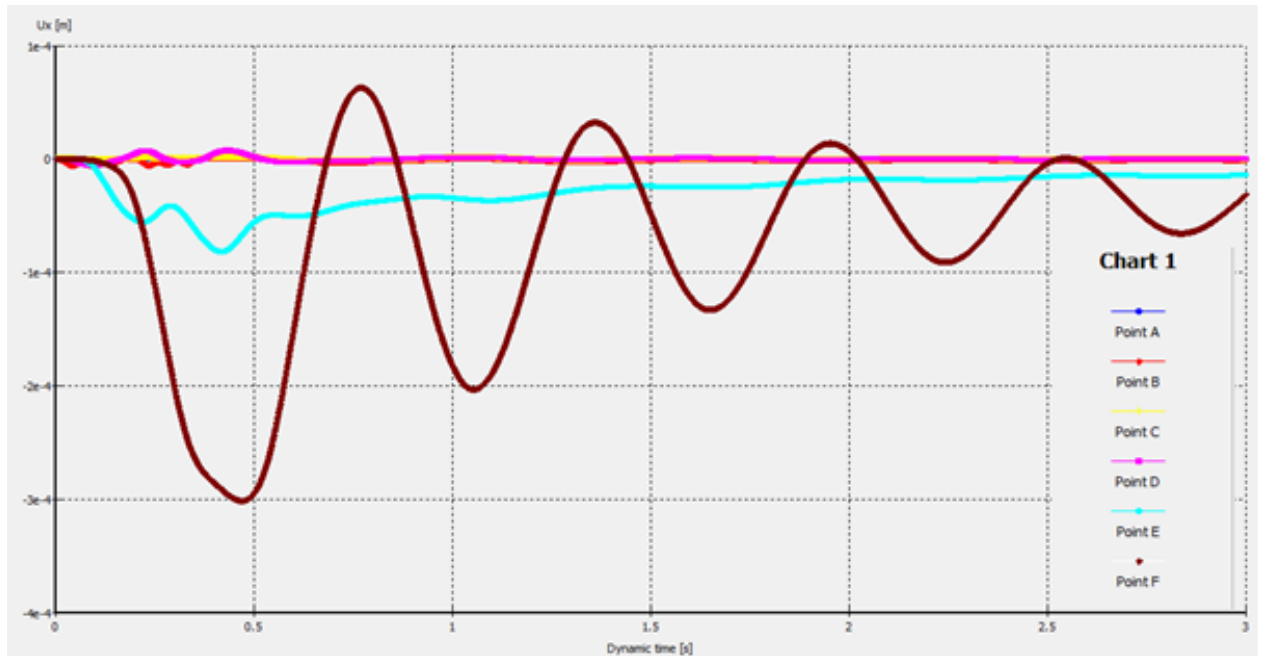


Figura 4.8 Desplazamientos horizontales experimentados en los diferentes puntos del modelo base.

4.3. EFECTO DE LA DISTANCIA Y LA PROFUNDIDAD

En la *Figura 4.9* se presentan las aceleraciones máxima vertical experimentada por los diferentes modelos cuando se cambia la profundidad de la clave del túnel y la distancia de la edificación. Se pueden observar varias cosas:

1. A medida que se aumenta la profundidad del túnel la aceleración máxima experimentada en el edificio disminuye; es decir, que la aceleración máxima experimentada en la superficie del suelo es inversamente proporcional a la profundidad.
2. Como era lógico las máximas aceleraciones ocurren cuando el edificio está construido encima del túnel.
3. Que las vibraciones llegan con amplitudes picos de aceleraciones casi iguales a un edificio a 16 metros como al de 32 metros de distancia del foco.

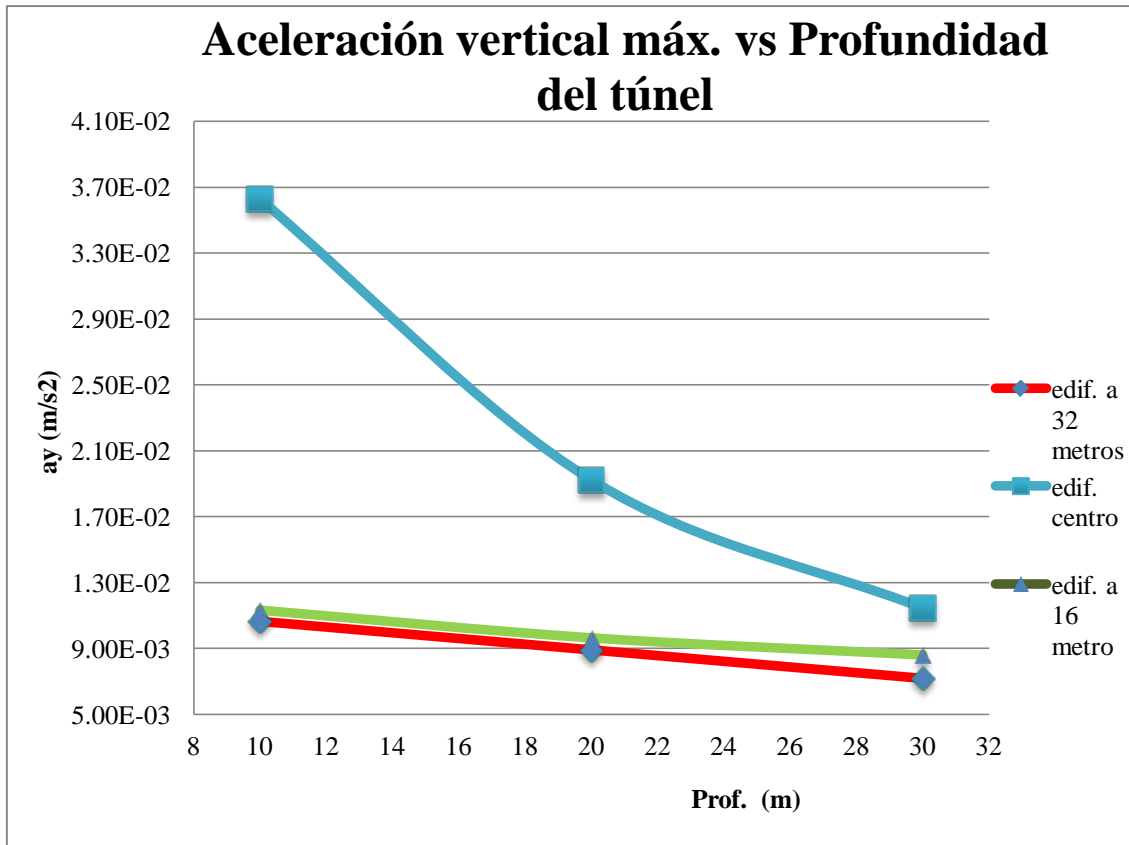


Figura 4.9 Aceleración vertical máxima del edificio a diferentes distancias con el túnel a diferentes profundidades.

En la *Figura 4.10* se presentan las aceleraciones máxima horizontales experimentadas por los diferentes modelos cuando se cambia la profundidad del túnel y la distancia de la edificación. Se pueden observar que cuando el edificio está en el centro del túnel experimenta una aceleración horizontal mínima debido a la simetría de la carga considerada y que a medida que se aleja el edificio de la fuente éste experimenta una mayor aceleración horizontal, pero esta decae a cierta distancia. Además se aprecia que en todos los casos la aceleración horizontal va disminuyendo con la profundidad del túnel.

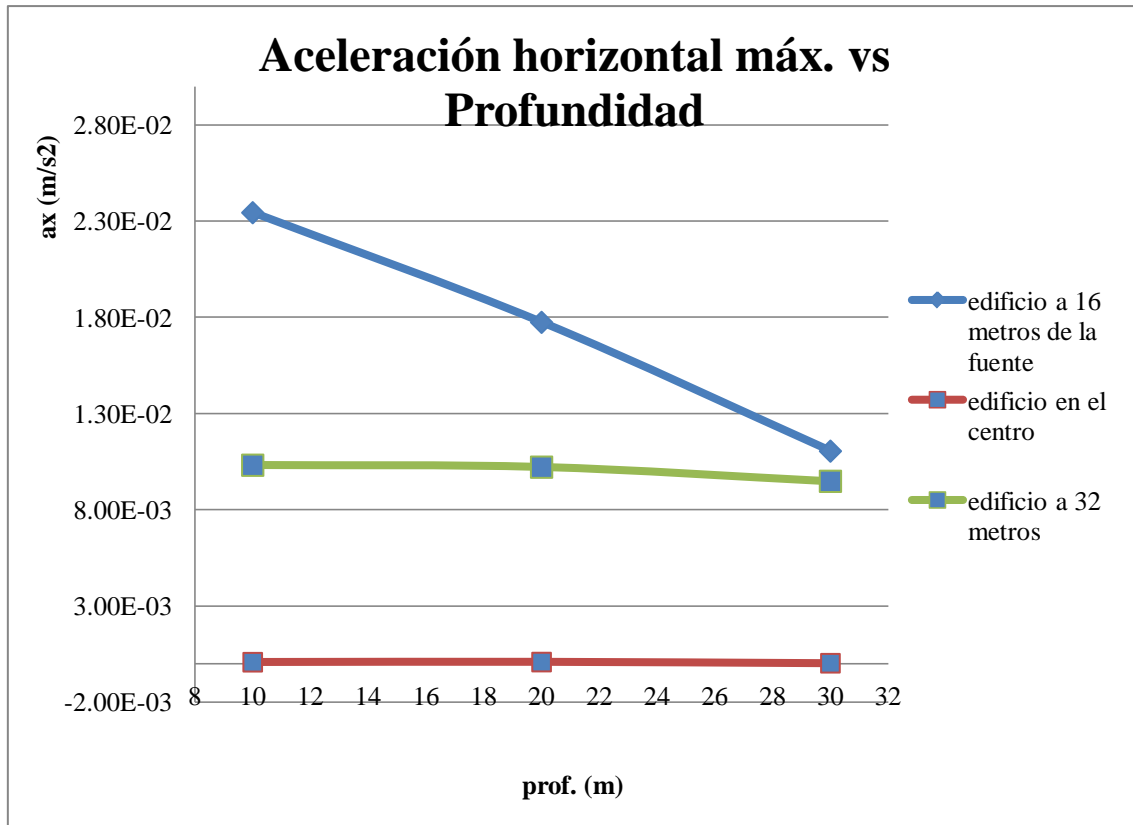


Figura 4.10 Aceleración vertical máxima del edificio a diferentes distancias con el túnel a diferentes profundidades.

En la *Figura 4.11* se puede observar con una profundidad fija del túnel (profundidad 10 metros) la onda va disminuyendo la amplitud de la aceleración vertical a medida que aumenta la distancia de la fuente, es decir, experimenta una atenuación. Además se puede ver que a medida que esta distancia del foco aumenta la onda necesita más tiempo para propagarse y alcanzar un pico.

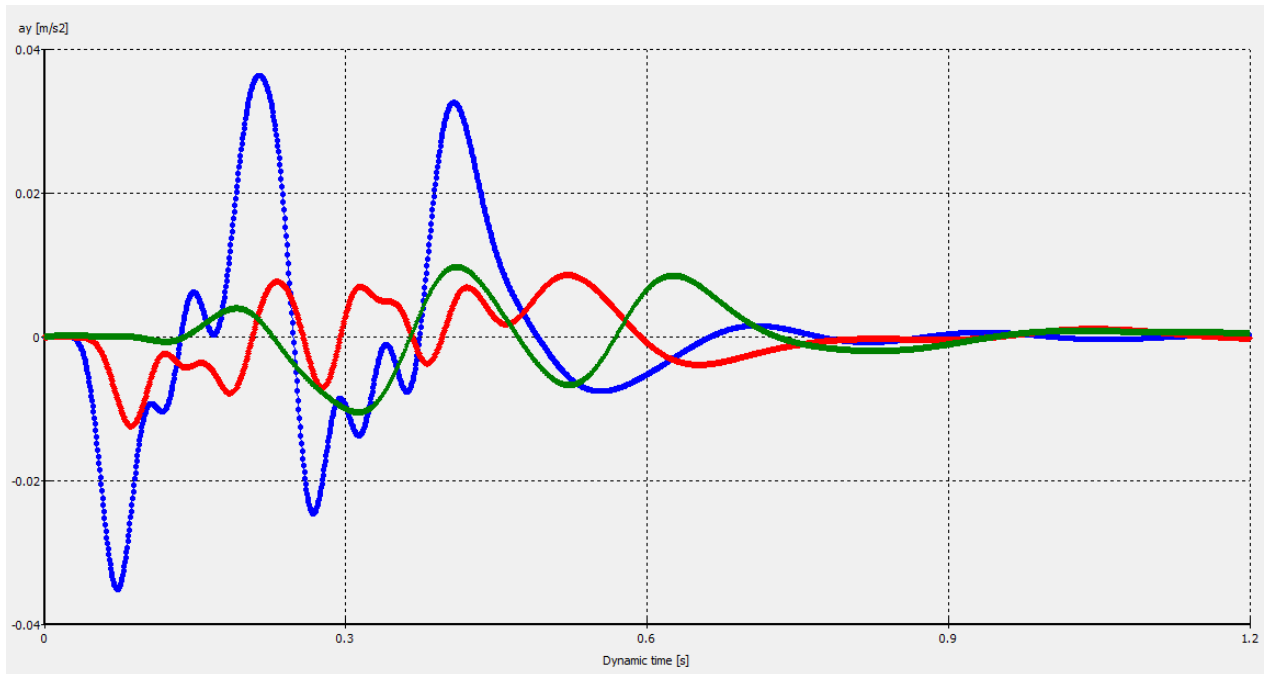


Figura 4.11 Aceleración vertical vs tiempo (túnel a 10 metros de profundidad). Edificio en el centro (línea azul), edificio a 16 metros del foco (línea roja) y edificio a 32 metros (línea verde).

En la *Figura 4.12* se muestra las velocidades verticales máximas alcanzadas en el edificio situado a diferente distancia y variando la profundidad del túnel. Se aprecia que la mayor velocidad horizontal se alcanza cuando el edificio está en el centro y en túnel es superficial. Además se ve que esta velocidad vertical va disminuyendo con la distancia y la profundidad.

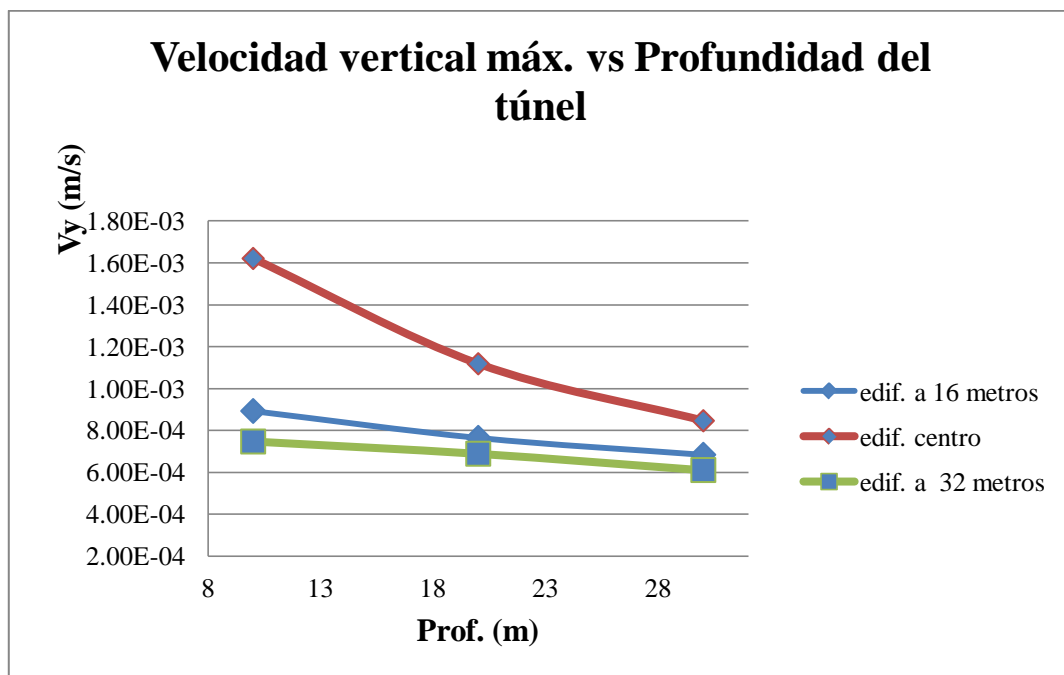


Figura 4.12 Velocidad vertical máxima del edificio a diferentes distancias con el túnel a diferentes profundidades.

En la *Figura 4.13* se muestra la velocidad horizontal máxima alcanzada en el edificio al variar la profundidad y distancia de la fuente. Se puede observar la máxima velocidad como va aumentando la velocidad horizontal a medida que el edificio se aleja de la fuente y luego esta disminuye cuando el edificio está a 32 metros y se puede ver que a medida que aumenta la profundidad del túnel esta velocidad horizontal llega al receptor con menor intensidad.

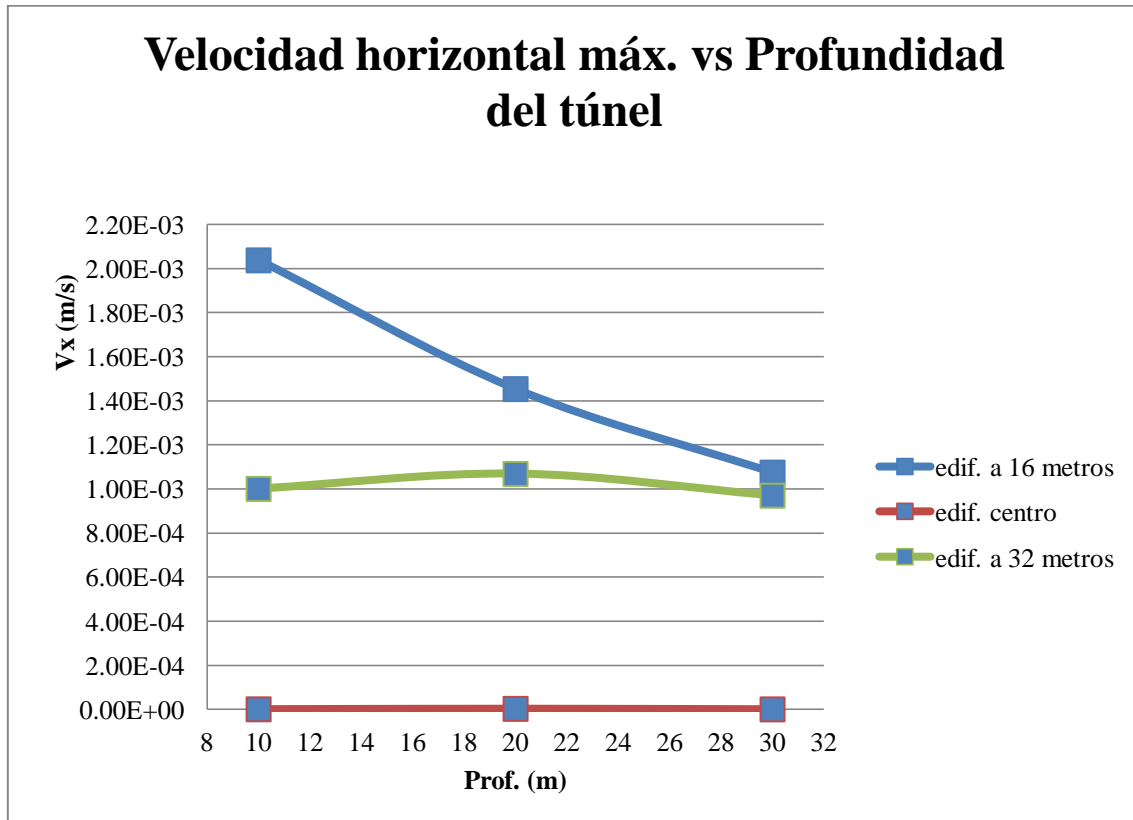


Figura 4.13 Velocidad horizontal máxima del edificio a diferentes distancias con el túnel a diferentes profundidades.

En la *Figura 4.14* se muestra la velocidad horizontal en la edificación situada a diferentes distancias (0, 16 y 32 metros) del foco. En esta se puede ver que la amplitud de la velocidad es la misma en los primeros segundos, luego esta experimenta una amplificación en los modelos donde el edificio se sitúa a 16 metros (línea roja) y 32 metros (línea amarilla), pero luego esta se atenúa. En la *Figura 4.15* se muestra un zoom donde se ve las amplitudes de la velocidad horizontales en el edificio situado encima del túnel. Como puede verse estos valores son muy pequeños (deberían ser nulos en el eje de simetría).

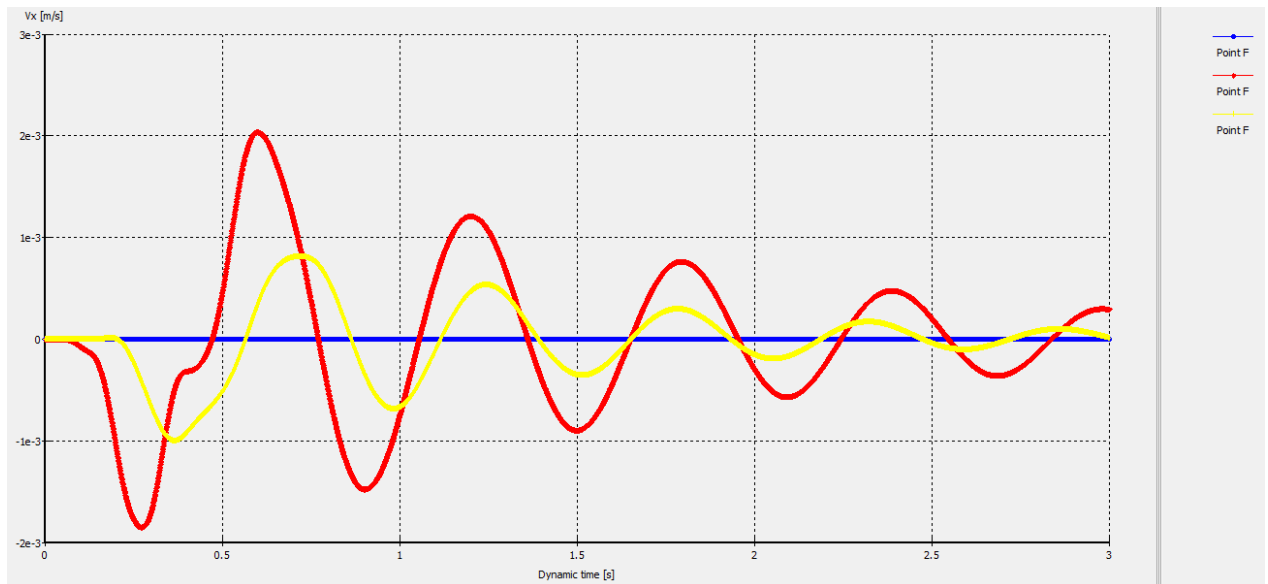


Figura 4.14 Velocidad horizontal vs tiempo (túnel a 10 metros de profundidad). Edificio a 16 metros de distancia (línea roja), edificio a 32 metros (línea amarilla) y edificio en el centro (línea azul).

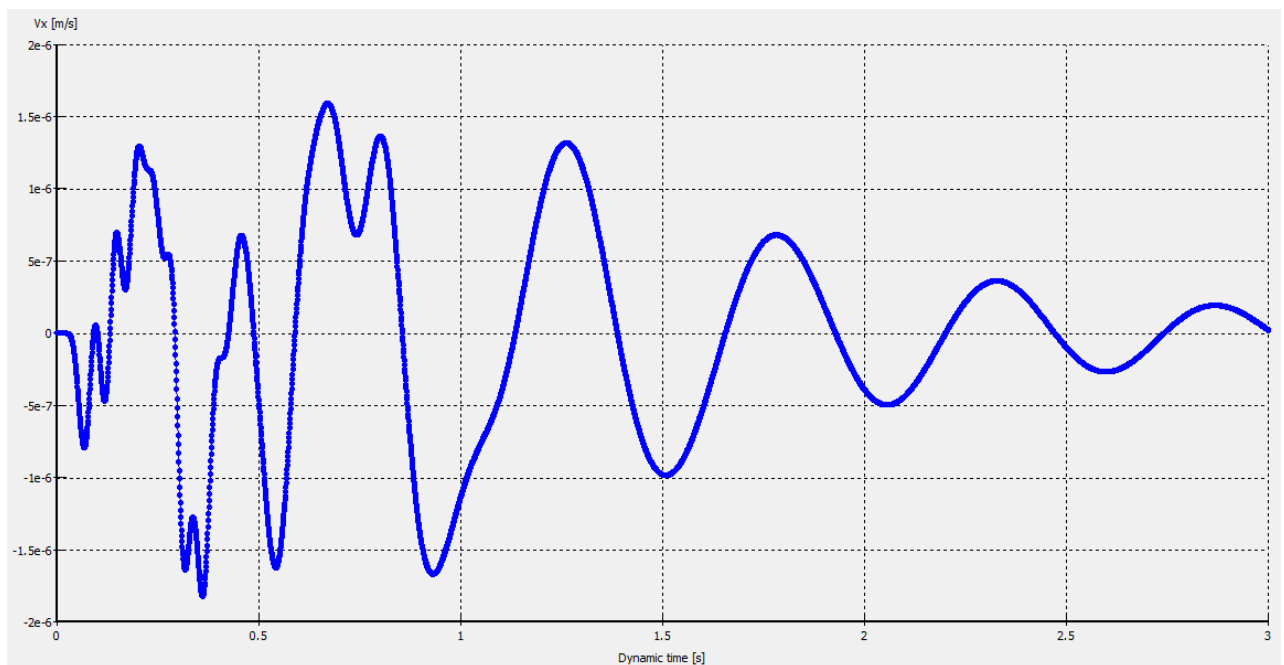


Figura 4.15 Velocidad horizontal vs tiempo (túnel a 10 metros de profundidad y edificio en el centro).

Los desplazamientos verticales son máximos cuando el edificio se sitúa en el centro y el túnel es superficial (10 metros de profundidad) como se puede observar en la *Figura 4.16*.

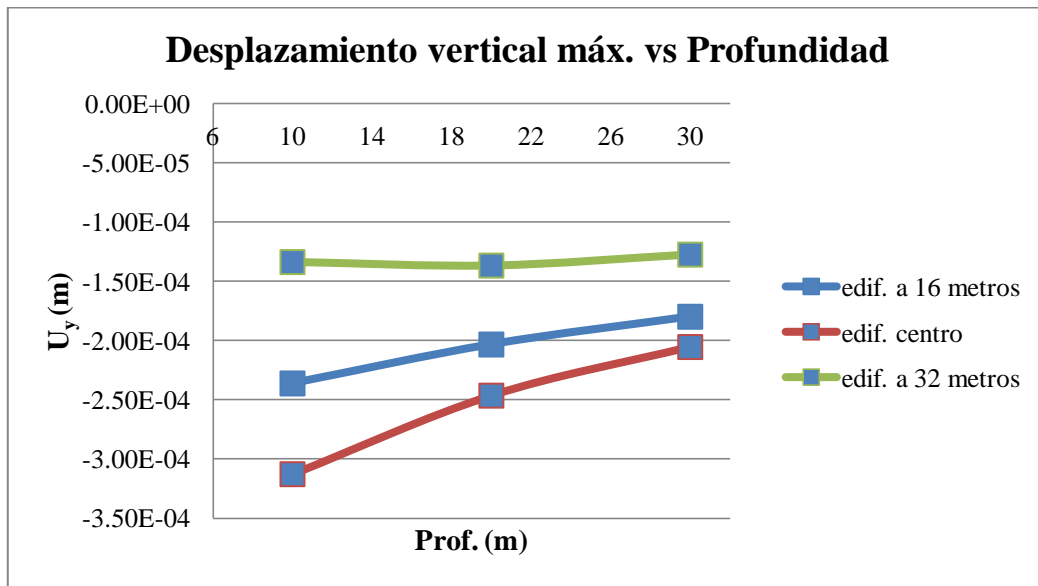


Figura 4.16 Desplazamientos verticales máxima del edificio a diferentes distancias con el túnel a diferentes profundidades.

Los desplazamientos horizontales son mayores cuando el edificio se aleja de la fuente, pero solo a una cierta distancia la onda se va atenuando y ocasiona menos daño a una instalación por ejemplo situada a 32 metros de la fuente como se puede ver en la *Figura 4.17*.

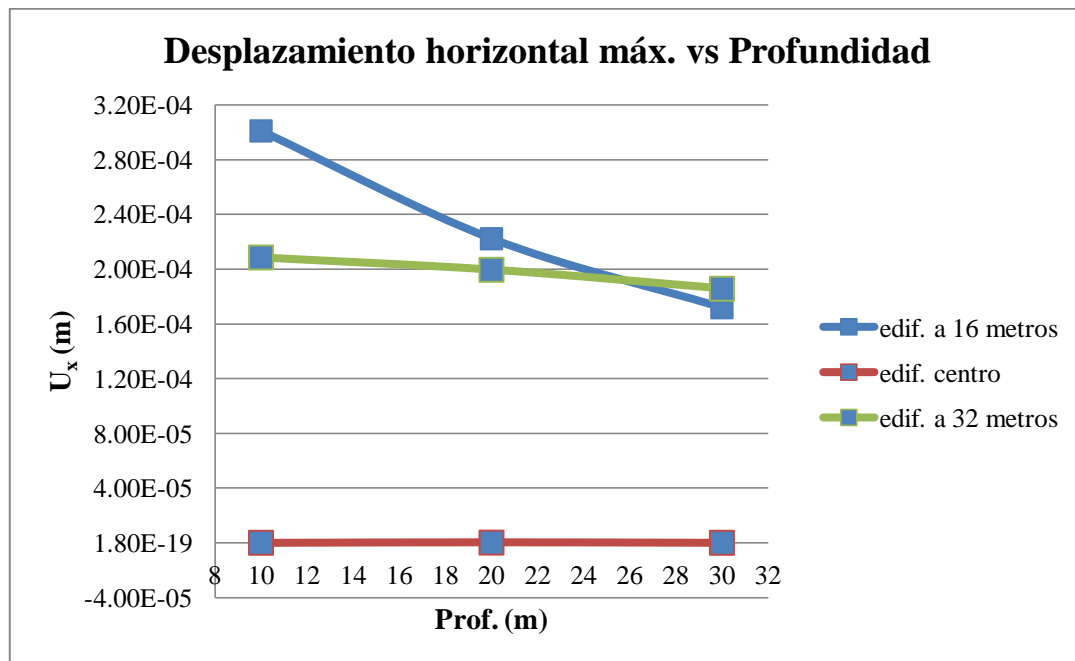


Figura 4.17 Desplazamientos horizontales máxima del edificio a diferentes distancias con el túnel a diferentes profundidades.

En la *Figura 4.18* se muestra los desplazamientos experimentados por el edificio con túnel taladrado situado a diferentes profundidades (10, 20 y 30 metros). En ésta se puede verificar que los desplazamientos máximos se experimentan cuando el túnel está a 10 metros de profundidad, también se ve que a medida que el túnel se hace a una mayor profundidad los desplazamientos son menores. Además se puede observar que las ondas vibratorias tardan casi el mismo tiempo en llegar al tejado del edificio aun variando la profundidad de la fuente en este modelo.

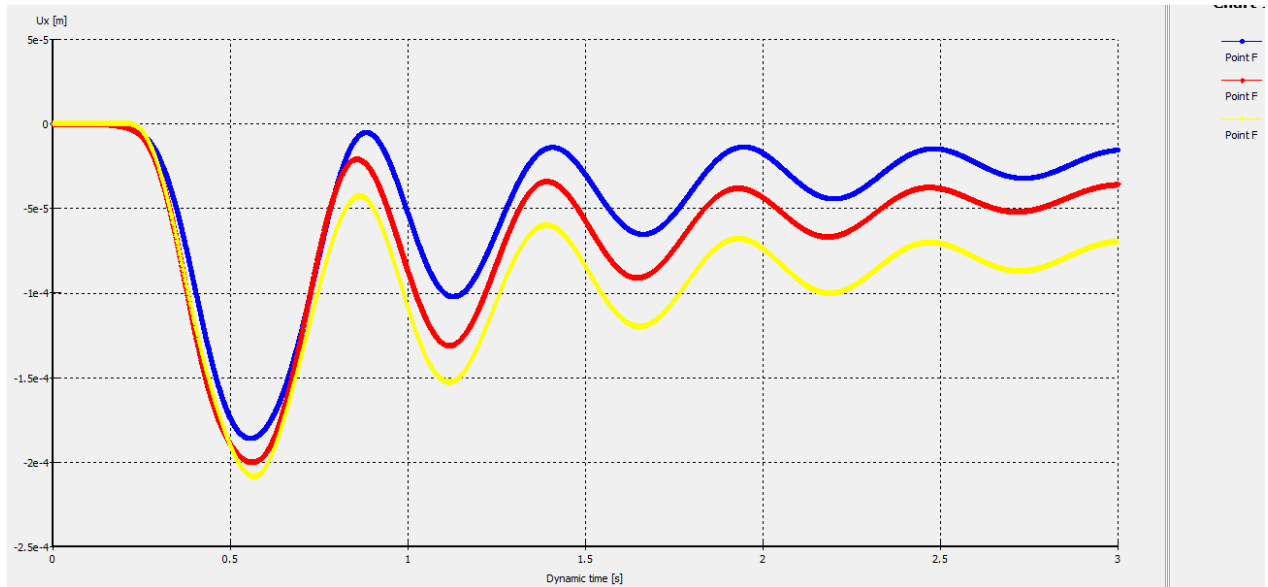


Figura 4.18 Desplazamientos horizontales variando la profundidad del túnel y con el edificio a 32 metros de distancia de la fuente. Túnel a 10 metros de profundidad (línea amarilla), túnel a 20 metros de profundidad (línea roja) y túnel a 30 metros profundidad (línea azul).

En resumen los resultados muestran que la variación de la profundidad del túnel es un factor clave para la atenuación de la onda vibratoria, es decir, a mayor profundidad menor afección causa la onda al llegar a la superficie. En todos los casos se muestra que en edificio en el centro alcanza una mayor aceleración, velocidad y desplazamiento vertical; sin embargo también se muestra que el edificio a 16 metros de distancia del foco alcanza una mayor aceleración, velocidad y desplazamiento horizontal.

4.4. EFECTO DE LA GEOMETRÍA DEL TÚNEL

Aquí se presentan los resultados del modelo 2 (túnel de pantalla) y se hace un análisis comparativo con el modelo 1 (túnel taladrado).

En *Figura 4.19* se muestra la atenuación de la onda vibratoria a medida que pasa por los diferentes elementos estructurales. Se puede verificar que en el punto de aplicación de la carga esta experimenta una amplitud de aceleración vertical pico de 0.702 m/s^2 lo cual supera el valor de vibraciones global de 0.315 m/s^2 siendo ligeramente incómodo para una persona dentro del vehículo ferroviario (sin amortiguadores) según la ISO 2631-1, del 1996 (ver apartado 1.2.2). Al llegar al balasto estas amplitudes experimentan una atenuación drástica disminuyendo a valores pico de amplitudes de 0.11 m/s^2 , llegando al receptor en el edificio con valores de 0.015 m/s^2 en el sótano y amplificándose hasta llegar al tejado con valores máximos de 0.017 m/s^2 como se puede apreciar en la *Figura 4.20* en un tiempo de 0.046 segundo del paso del tren.

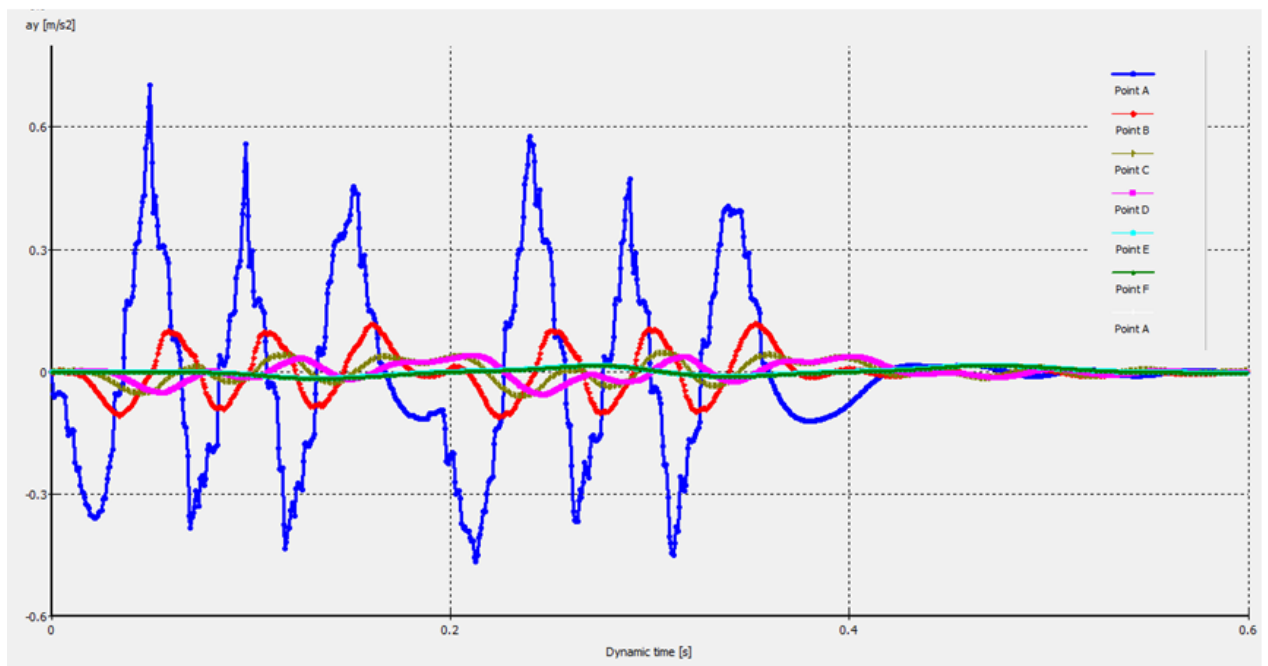


Figura 4.19 Aceleraciones verticales en todos los puntos seleccionados del modelo 1.

Si compramos los dos modelos en los puntos después de haber salido del túnel y la llegada al tejado del edificio observamos que con el túnel de geometría de pantallas las ondas vibratorias llegan con un valor mayor a la del modelo de túnel taladrado como se puede apreciar en la *Figura 4.21*.

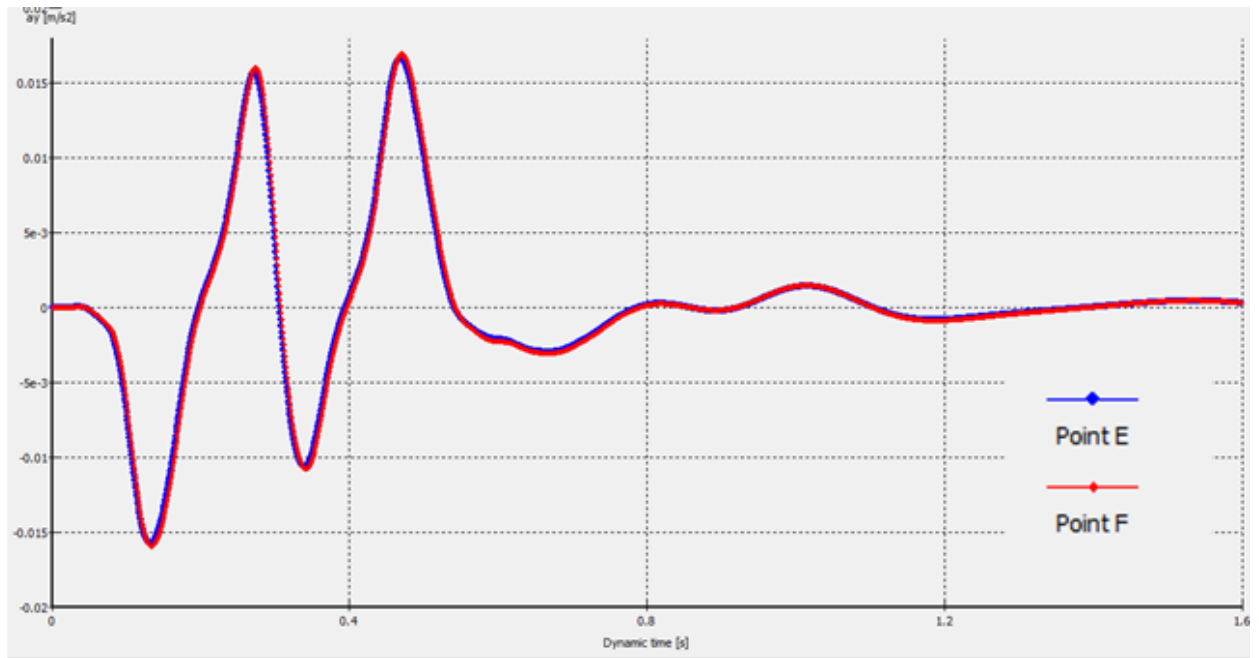


Figura 4.20 Aceleración vertical experimentada en el sótano (punto E) y el edificio (punto F) al paso del tren (modelo falso túnel entre pantallas).

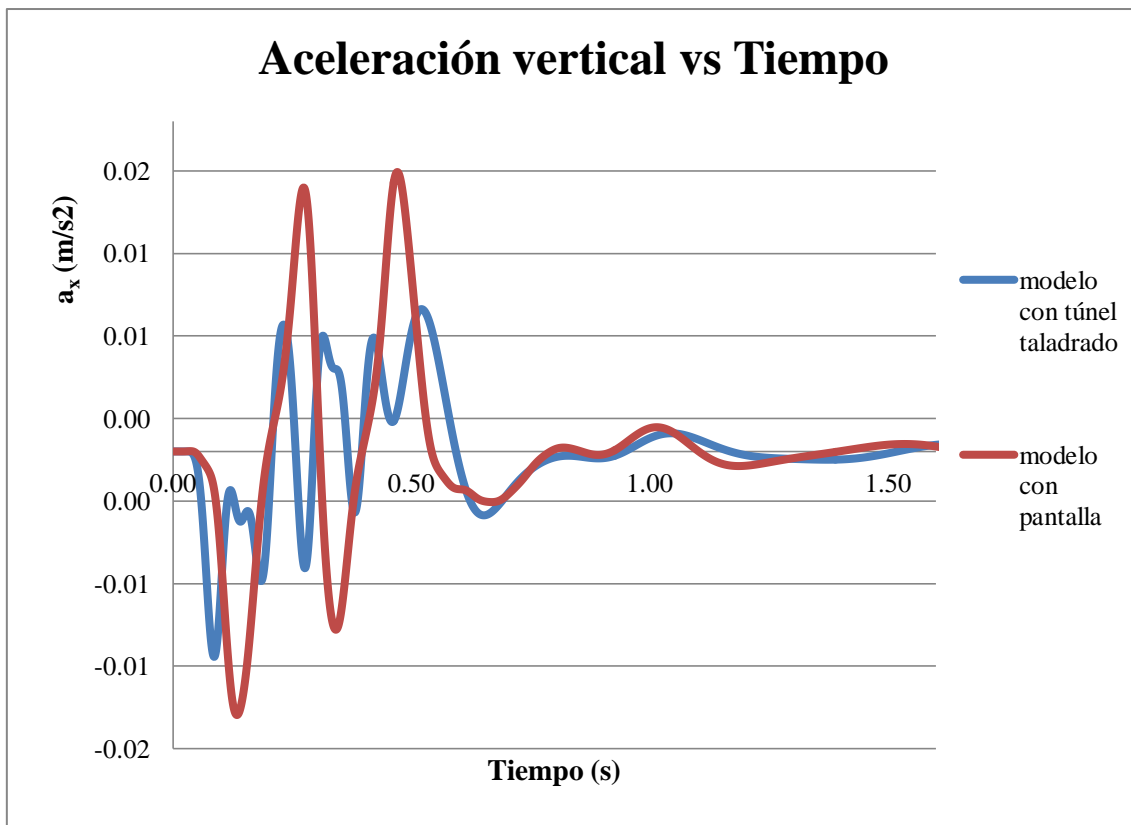


Figura 4.21 Aceleración vertical en el modelo 1 (línea azul) y modelo 2 (roja) en el tejado del edificio.

En la *Figura 4.22* se puede observar la aceleración horizontal que experimenta el modelo de túnel *entre pantallas* al paso del tren. Se puede ver que donde se aplica la carga (punto A) la aceleración es mínima pero al desplazarse por la plataforma aumenta su amplitud llegando a valores picos de 0.053 m/s^2 , pero esta disminuye su amplitud al paso por el balasto. Después vuelve a aumentar su amplitud llegando al tejado con valores picos de amplitud de 0.021 m/s^2 y luego atenuándose esta con el tiempo.

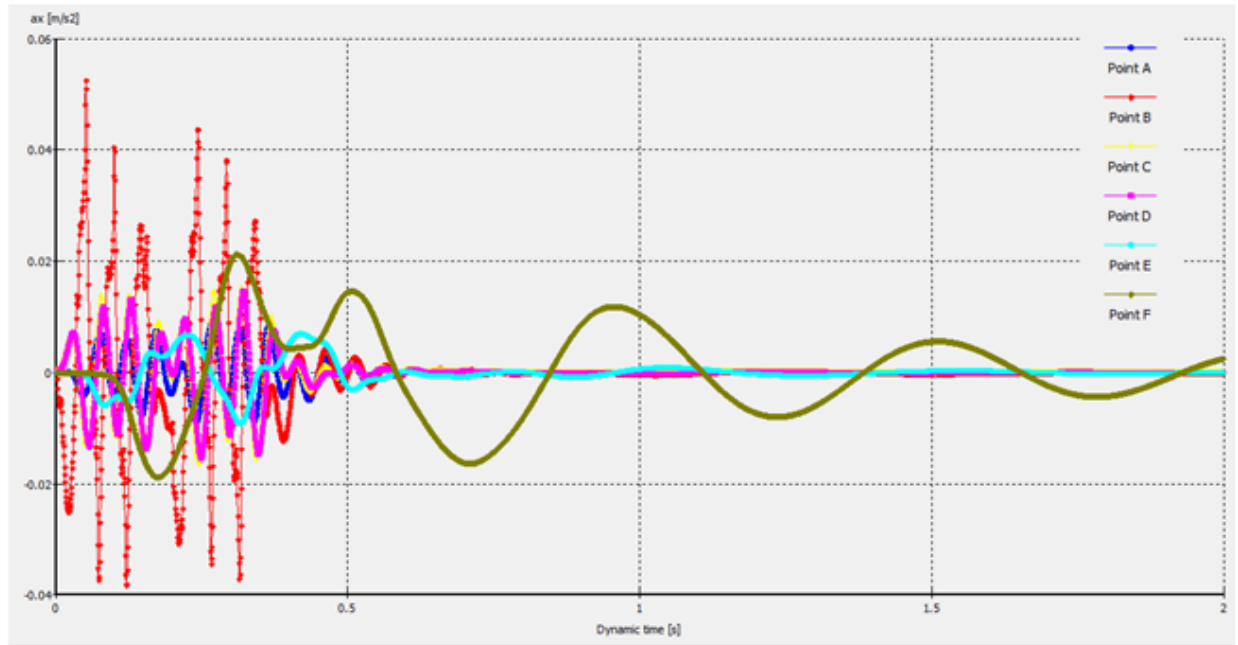


Figura 4.22 Aceleraciones horizontales en todos los puntos seleccionados del modelo 2.

Si comparamos la aceleración horizontal en el tejado de los dos modelos se puede observar que en modelo con túnel taladrado las aceleraciones horizontales son mayores (la *Figura 4.23*).

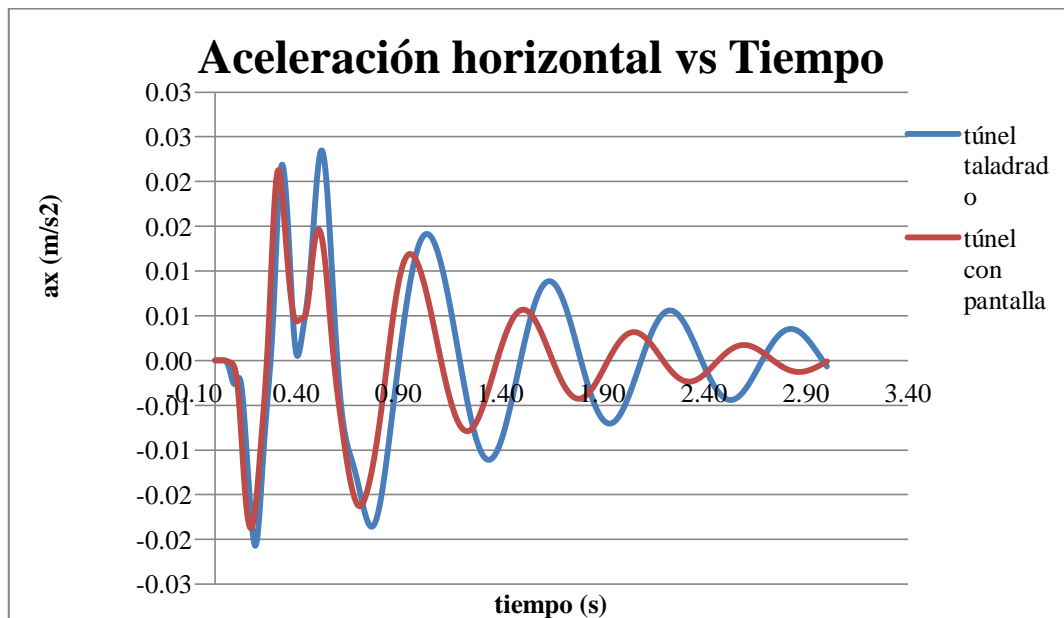


Figura 4.23 Aceleración horizontal en el modelo 1 (línea azul) y modelo 2 (roja) en el tejado del edificio.

En la *Figura 4.24* se puede observar la velocidad vertical en diferentes puntos del modelo. Se puede ver que la mayor amplitud de velocidad ocurre en el punto A (punto de aplicación de la carga) y que esta va atenuándose con la distancia. Además se puede ver que estas amplitudes de velocidades verticales ocurren cuando el tren está pasando y desde que este pasa experimenta una atenuación inmediata disminuyendo la frecuencia y aumentando el periodo.

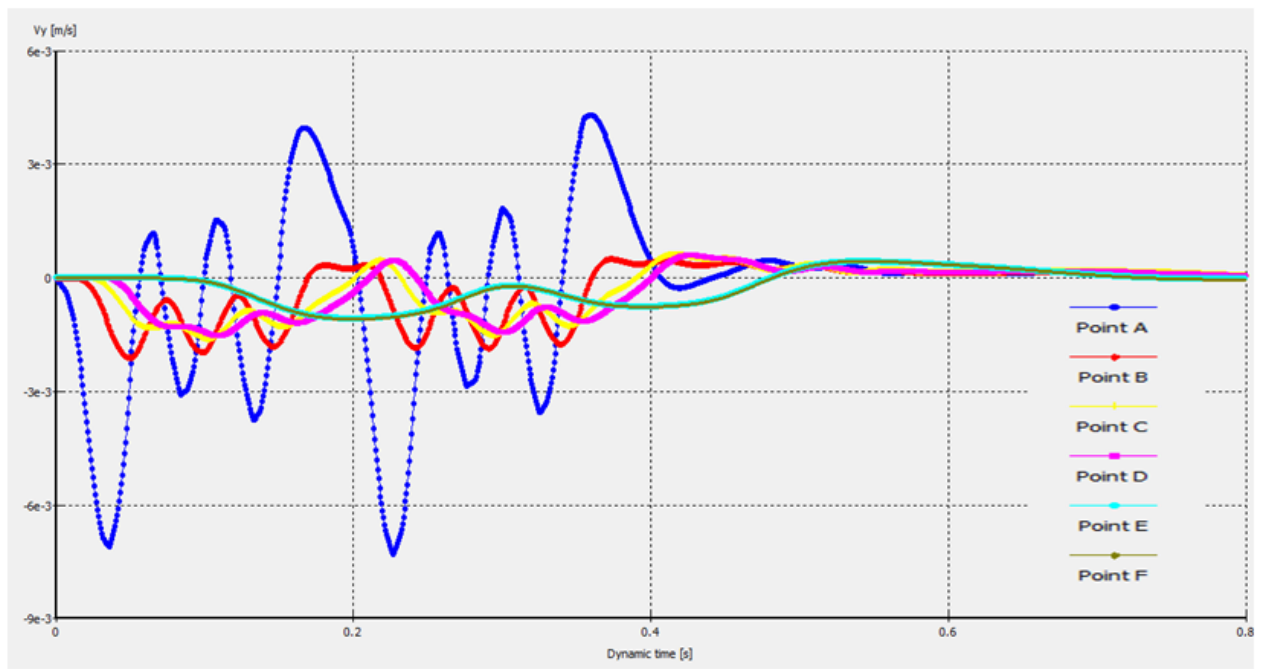


Figura 4.24 Velocidad vertical del modelo de túnel de pantalla al paso del tren.

La *Figura 4.25* muestra la velocidad horizontal que alcanza la onda al llegar al sótano y como esta se amplifica al llegar al tejado. Como se sabe los mayores efectos de las vibraciones en edificios se perciben en el último piso. Si comparamos estos valores con los especificados por Reiher y Meister en su estudio (ver apartado 1.2.2) podemos ver que los valores son menores ya que la amplitud máxima de velocidad es de 1.72 mm/s y ocurre en el tiempo de 0.6 segundos.

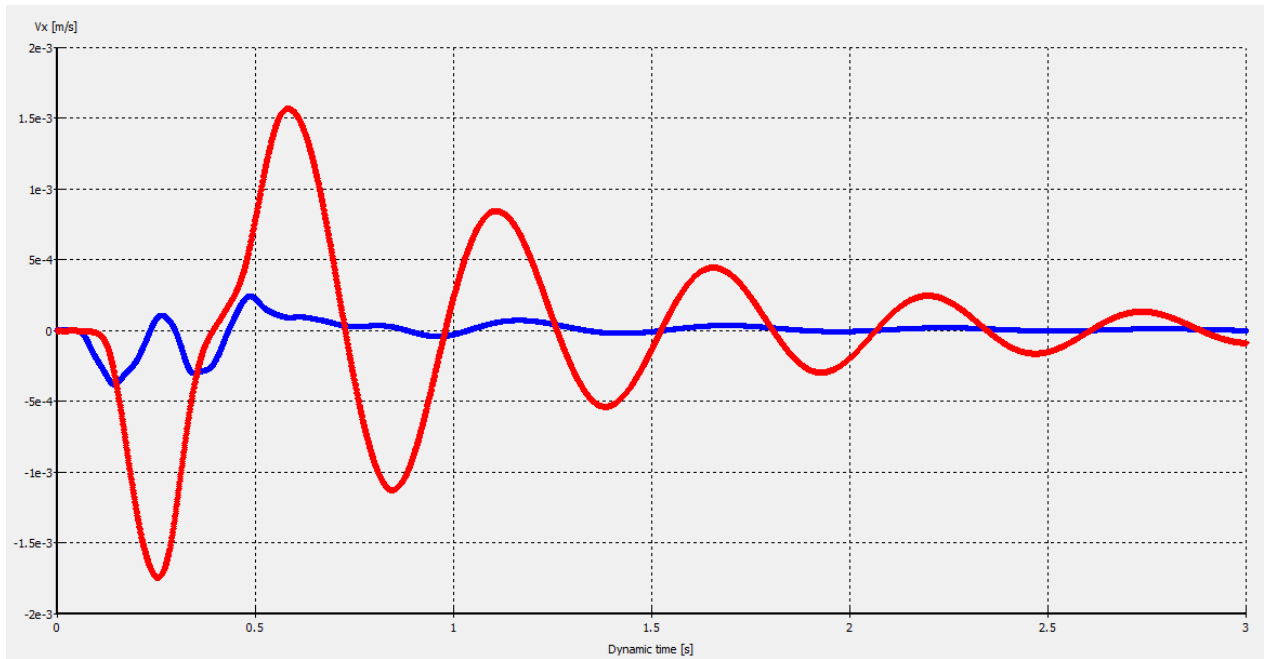


Figura 4.25 Velocidad horizontal en el tejado del edificio (línea roja) y el sótano (línea azul) calculadas según el modelo de túnel entre pantallas.

En la *Figura 4.26* se puede observar la velocidad horizontal alcanzada en los dos modelos. Se puede apreciar un aumento de amplitud de la velocidad a partir de los 0.09 segundos, alcanzando amplitudes superiores a los 2 mm/s y luego atenuándose al paso del tren. Además el modelo 1 experimenta un mayor aumento de amplitud de la velocidad con una discrepancia del modelo 2.

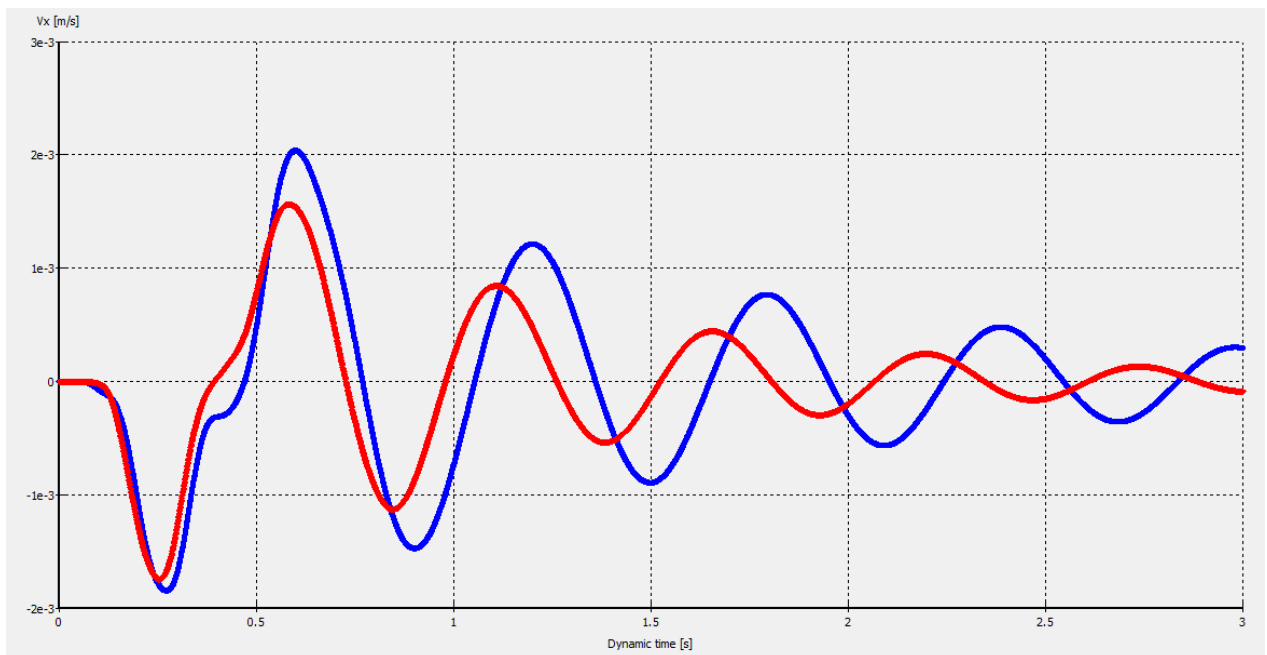


Figura 4.26 Velocidad horizontal en el modelo 1 (línea azul) y modelo 2 (línea roja) en el tejado del edificio.

En la *Figura 4.27* se puede ver que los mayores desplazamientos verticales ocurren en el punto de aplicación de la carga (plataforma) y que a medida que pasa el tren estos se hacen más grandes, pero cuando este pasa el suelo se recupera.

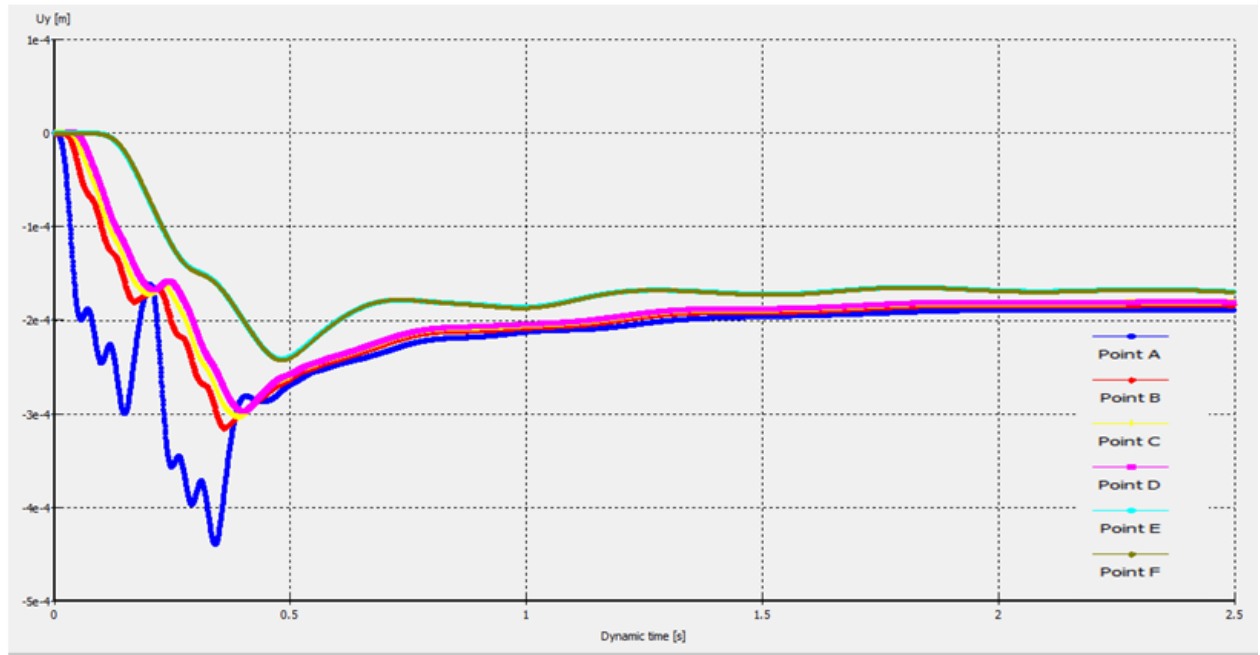


Figura 4.27 Desplazamiento vertical experimentado en los diferentes puntos del modelo del túnel con pantalla.

En la *Figura 4.28* se puede observar que el mayor desplazamiento ocurre en el tejado del edificio y ocurre cuando pasa la última rueda del tren; es decir, el edificio se entera cuando ha pasado 12 segundos de la aplicación de la carga del tren. Si hacemos una comparación de los dos modelos el edificio sufre un mayor desplazamiento horizontal cuando tengo un túnel taladrado como se puede apreciar en la *Figura 4.29*.

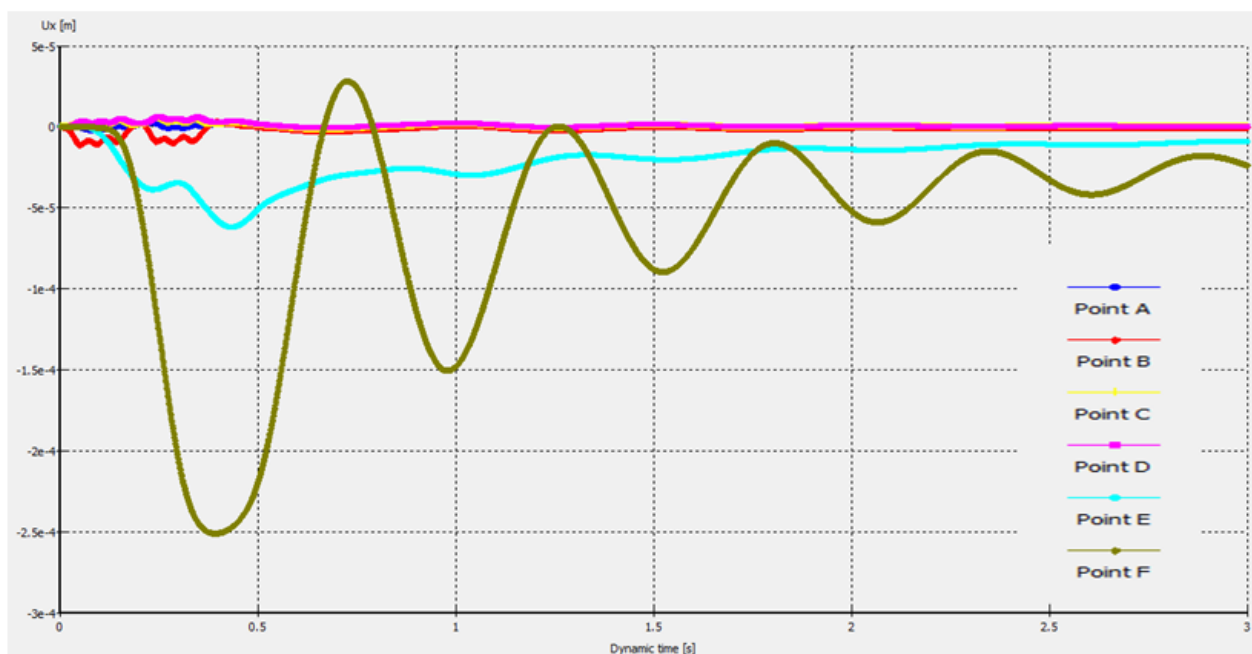


Figura 4.28 Desplazamientos horizontales experimentados en los diferentes puntos del modelo del túnel con pantalla.

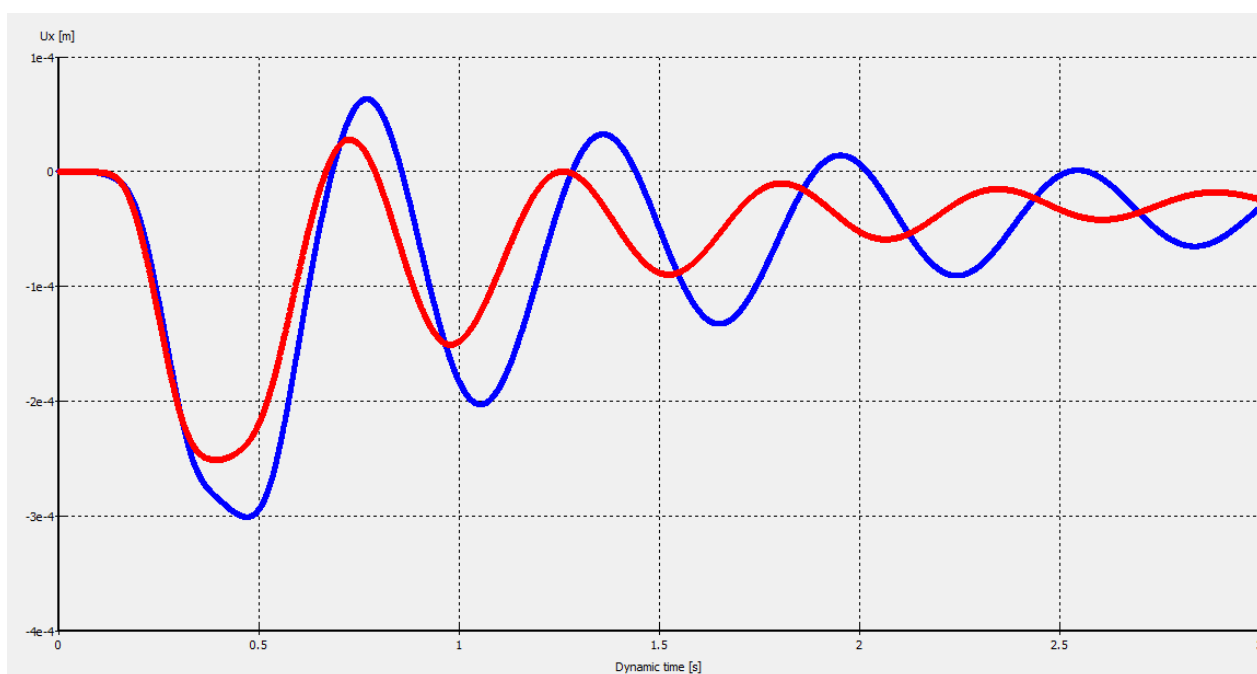


Figura 4.29 Desplazamiento horizontal en el modelo 1 (línea azul) y modelo 2 (línea roja) en el tejado del edificio.

4.5. EFECTO DE LA RIGIDEZ DEL SUELO

En las *Figura 4.30* y *Figura 4.31* se puede observar que cuando tengo una menor rigidez en el suelo, el modelo experimenta una mayor amplificación de la aceleración tanto para la horizontal como para la vertical.

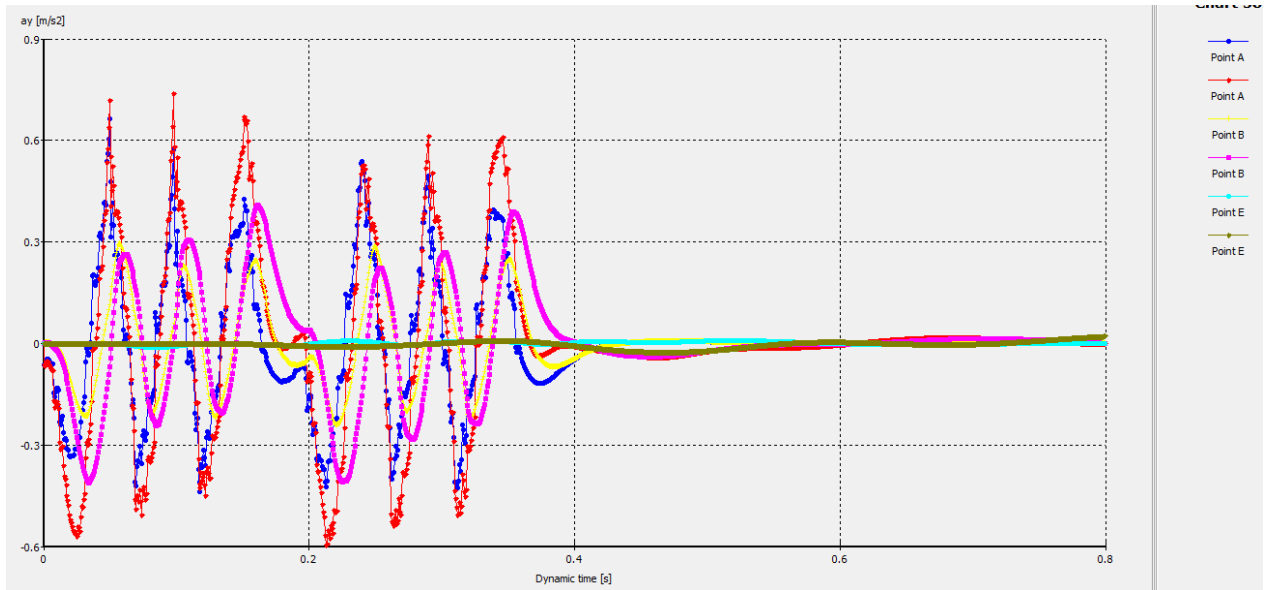


Figura 4.30 Aceleración vertical en un modelo con la misma geometría y rigidez del suelo diferente. $E = 100000$ kPa (línea azul, amarilla y morada) y $E = 10,000$ kPa (línea roja, rosa y verde).

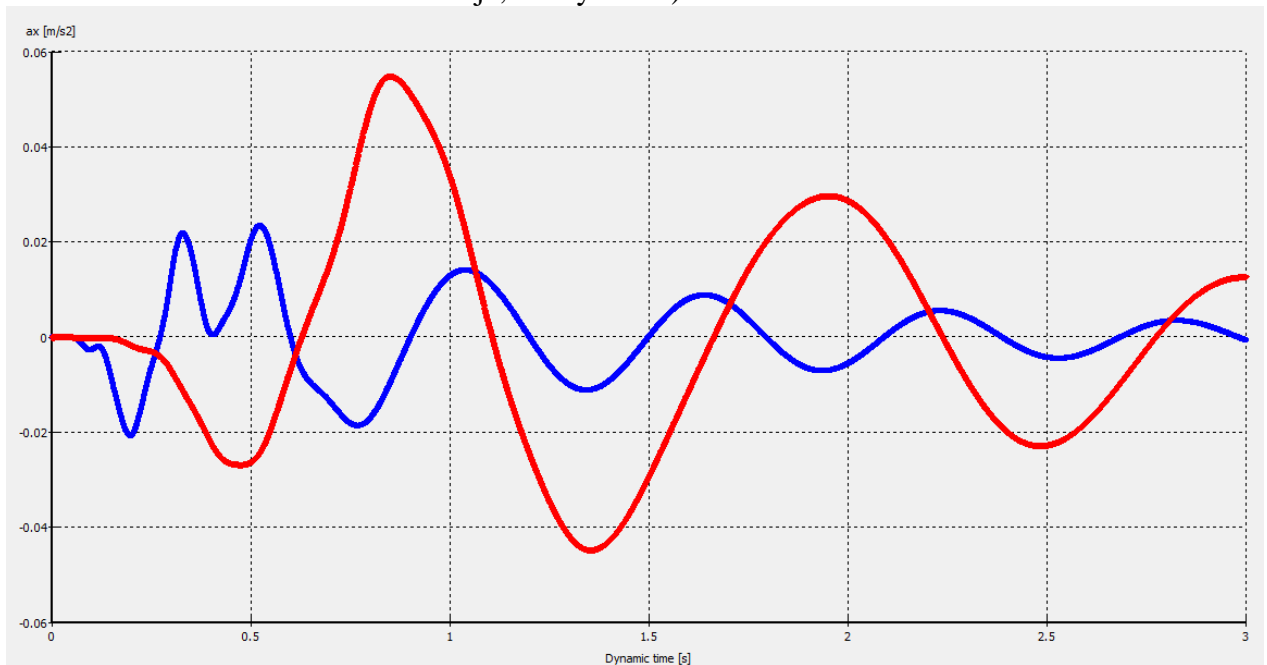


Figura 4.31 Aceleración horizontal en un modelo con la misma geometría y rigidez del suelo diferente en el tejado. $E = 100000$ kPa (línea azul) y $E = 10,000$ kPa (roja).

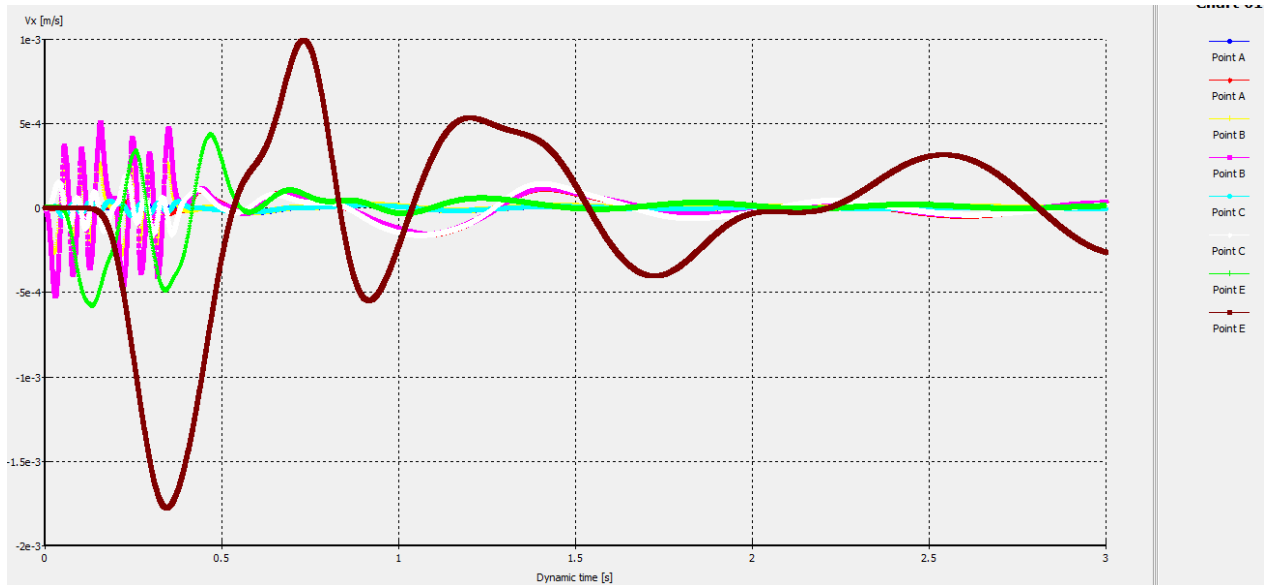


Figura 4.32 Velocidad horizontal en un modelo con la misma geometría y rigidez del suelo diferente en el tejado. $E=100000$ kPa (línea verde) y $E=10,000$ kPa (marrón).

En la *Figura 4.33* se comparan dos modelos con la misma geometría, pero con un suelo rígido $E=100,000$ kPa y un suelo con una rigidez 10 veces menor $E=10000$ kPa. Los asentamientos que experimenta el modelo con un suelo menos rígido son también del orden 10 veces mayores con picos de 1.48 mm en la traviesa en el tiempo de 0.34 segundo al paso del tren, a diferencia del modelo con rigidez más alta que el desplazamiento pico ocurre al mismo tiempo en la traviesa pero con valores inferiores de 0.04 mm.

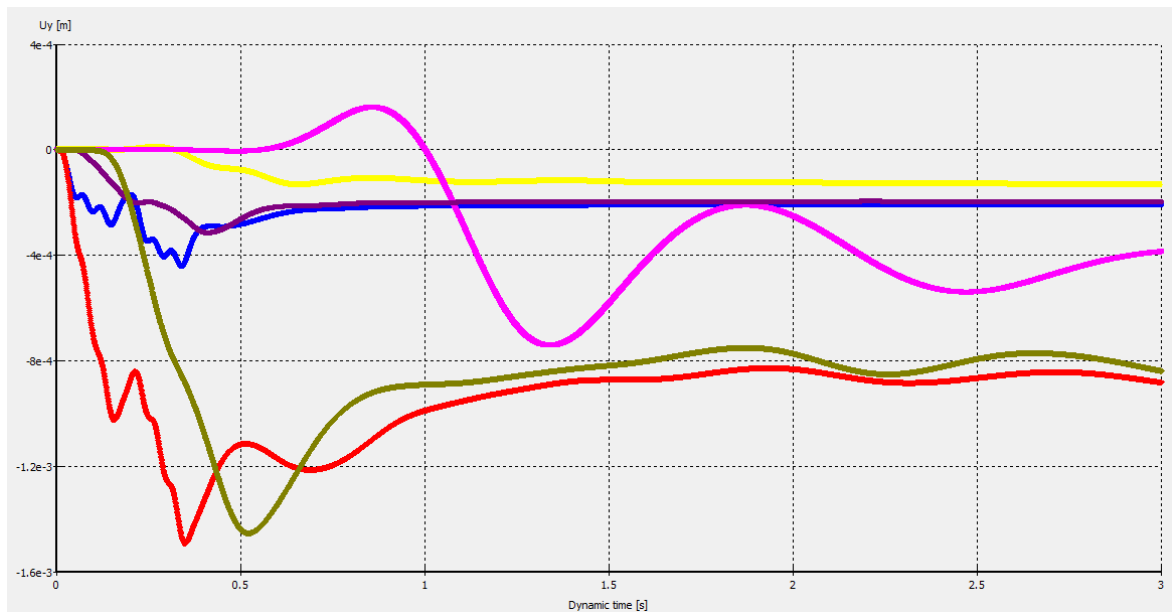


Figura 4.33 Desplazamiento vertical en un modelo con la misma geometría y rigidez del suelo diferente. $E=100000$ kPa (línea azul, amarilla y morada) y $E=10,000$ kPa (línea roja, rosa y verde).

4.6. EFECTO DE LOS COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH

4.6.1. Efecto del parámetro alfa (α) en el balasto

Se puede observar en la *Figura 4.34* la amortiguación de la onda al aumentar alfa, es decir cuando se introduce un $\alpha = 0.05$ (línea roja) el modelo experimentar un desplazamiento vertical prácticamente igual que cuando se utiliza un $\alpha = 0.017$. El coeficiente α actúa en la matriz de masa en la ecuación dinámica, en pocas palabras se hace una reducción de la masa al disminuir este valor.

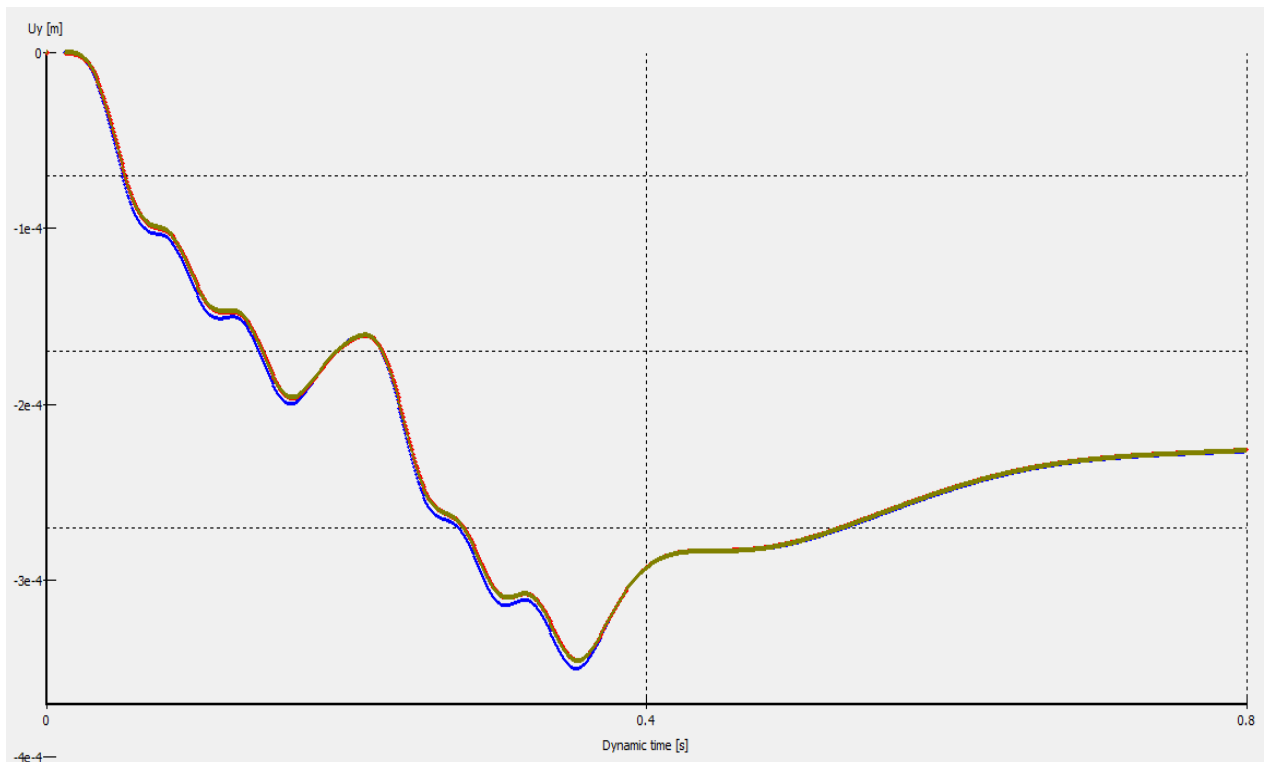


Figura 4.34 Desplazamiento vertical calculadas por PLAXIS en el punto C (58.54, 12.9) variando el coeficiente α de Rayleigh. $\alpha = 0.05$ (línea roja), $\alpha = 0.017$ (línea azul) y $\alpha = 0.005$ (línea verde)

En la *Figura 4.35* se puede observar la amplitud máxima de aceleración es cuando tengo un $\alpha = 0.017$, luego observamos que la variación de un α menor a 0.005 no influye en el modelo. La atenuación es ligerísimamente mayor cuando se tiene un $\alpha = 0.05$.

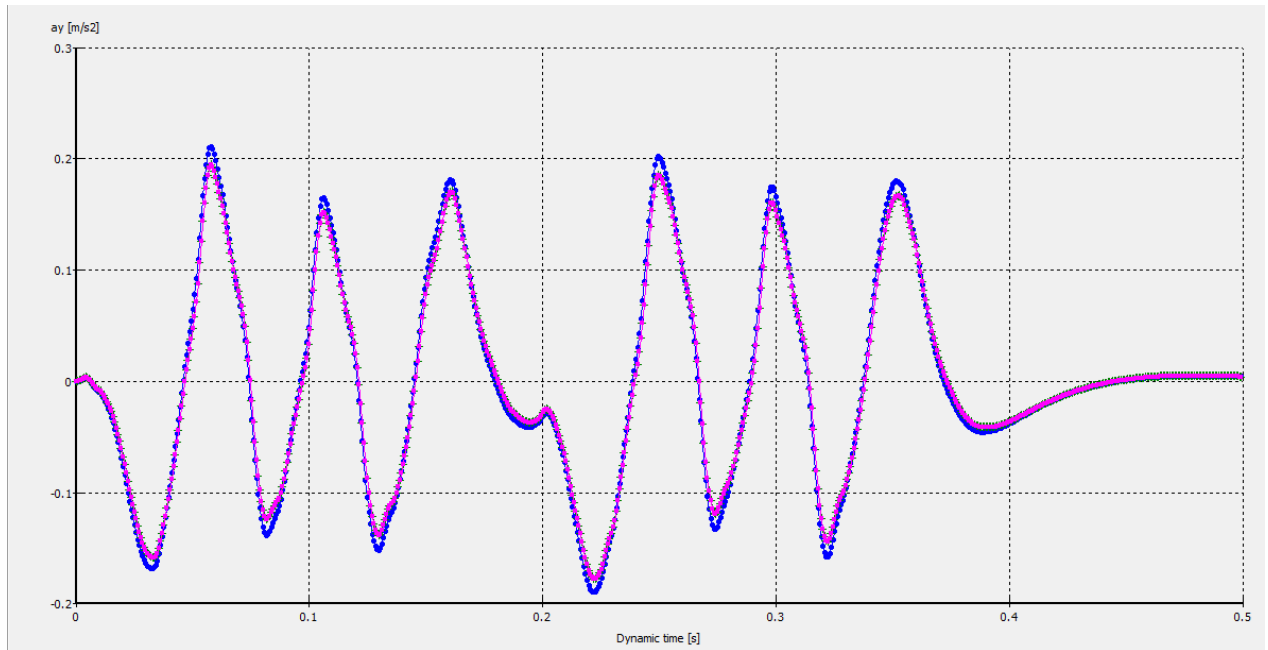


Figura 4.35 Aceleración vertical en el balasto, el punto C (58.54, 12.9) variando el coeficiente α de Rayleigh. $\alpha = 0.017$ (línea azul), $\alpha = 0.05$ (línea rosada) y $\alpha = 0.005$ (línea verde).

4.6.2. Efectos del parámetro beta (β) en el balasto

En la *Figura 4.36* se puede observar los desplazamientos verticales a medida que se cambia el coeficiente β de Rayleigh. En el tiempo de 0.35 segundo se puede apreciar una ligera discrepancia entre los tres valores de beta. Se puede apreciar además que a medida que el valor de beta es menor los desplazamientos verticales disminuyen llegando a concluir que como este valor de beta afecta a la matriz de rigidez (K) los valores pequeños de beta hacen que esta sea menor y que el suelo sea menos rígido, lo que demuestra la influencia del tipo de vía, ya que al ser ésta menos rígida experimenta una mayor amortiguación.

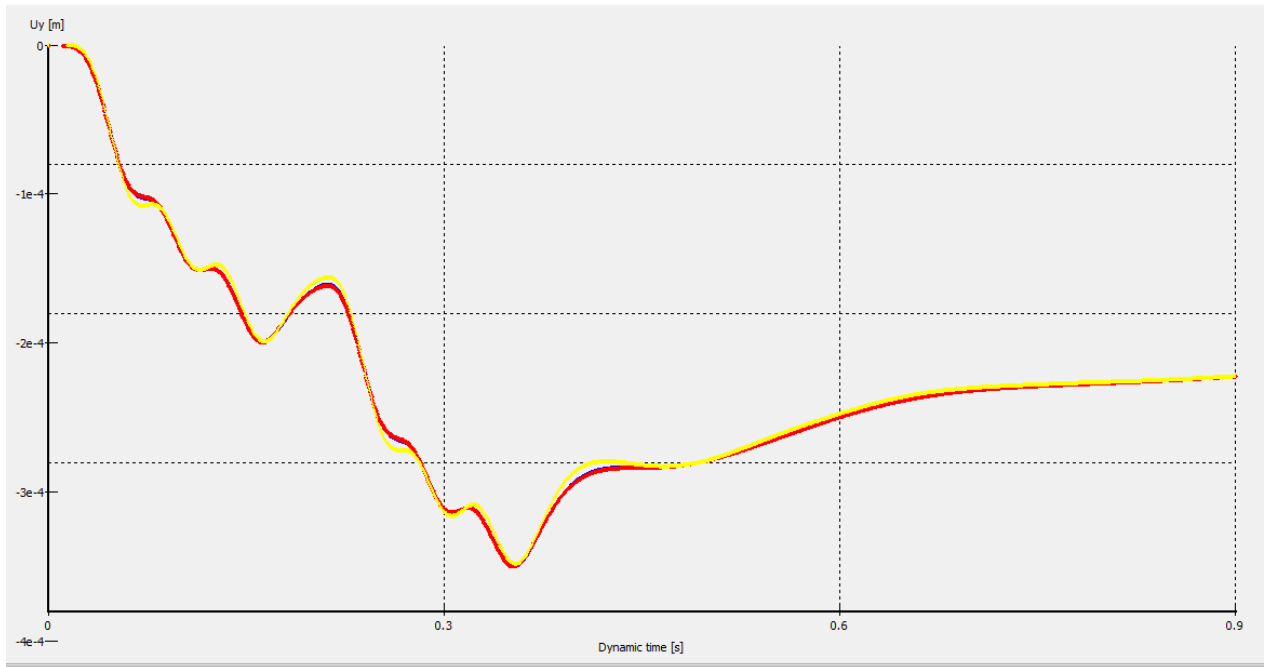


Figura 4.36 Desplazamiento vertical q en el punto C (58.54, 12.9) variando el coeficiente β de Rayleigh. La línea azul representa un $\beta=0.17$, la roja $\beta=0.05$ y la amarilla $\beta=0.005$.

4.6.3. Efecto del parámetro alfa (α) en el suelo

En la Figura 4.37 se puede ver los desplazamientos son un poco menor cuando se tiene un alfa mayor, además se ve que esta variación de este valor no influye en la vía, pero sí en el medio (suelo y edificio).

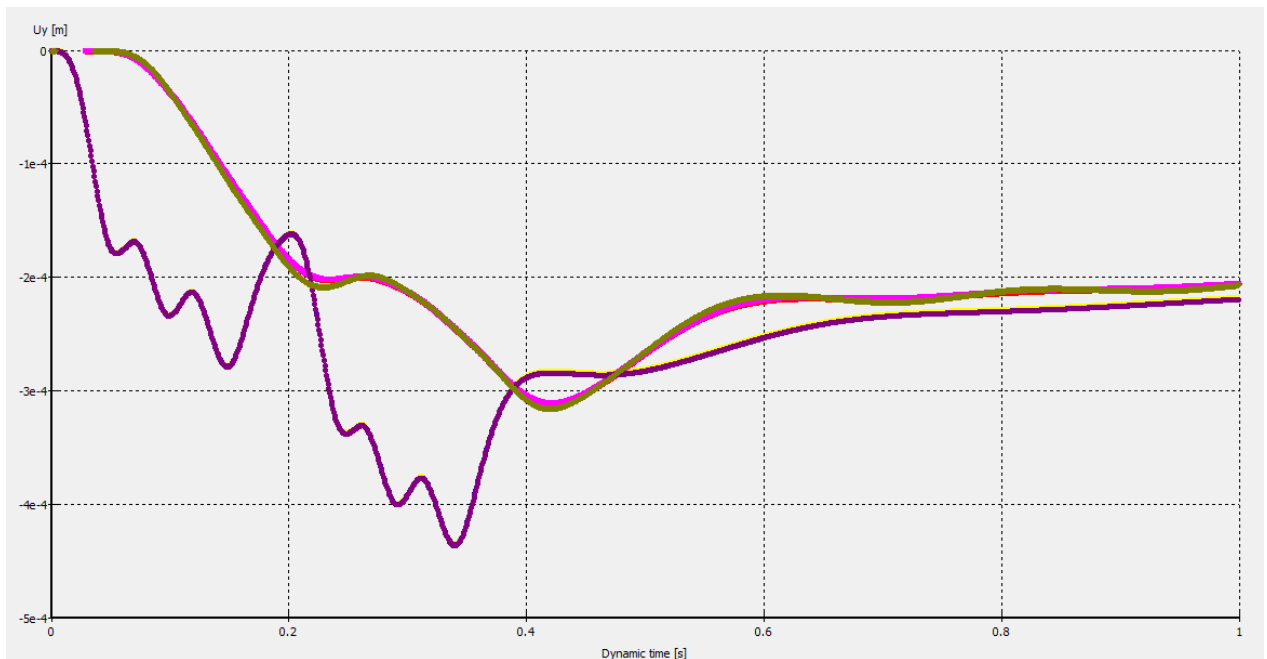


Figura 4.37 Desplazamiento vertical en el punto en el sótano del edificio y en la vía variando el coeficiente α de Rayleigh. $\alpha=0.05$ (línea amarilla y rosado), $\alpha=0.01$ (línea azul y roja) y $\alpha=0.005$ (línea morada y verde).

Se puede observar en la *Figura 4.38* que la variación de alfa en el suelo no influye en el modelo, ya que experimenta la misma aceleración vertical con esta variación.

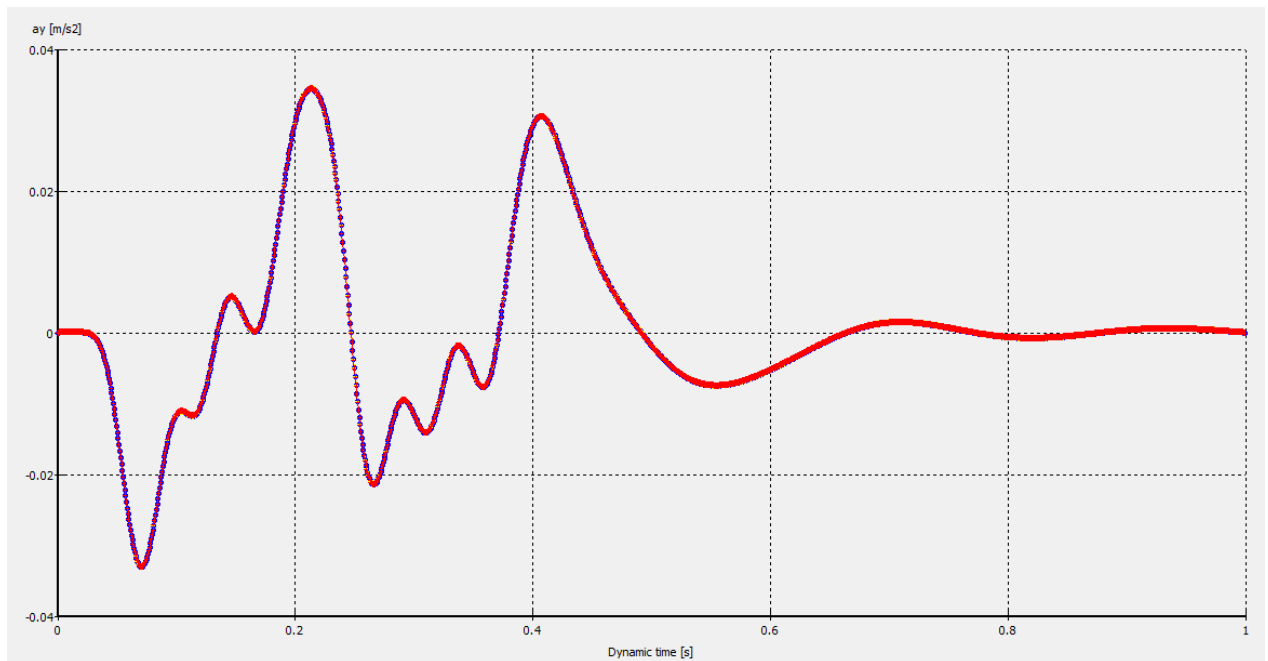


Figura 4.38 Aceleración vertical en el sótano del edificio variando el alfa en el suelo.
 $\alpha=0.01$ (línea azul), $\alpha=0.05$ (línea roja) y $\alpha=0.005$ (línea amarilla).

4.6.4. Efecto del parámetro beta (β) en el suelo

Se puede apreciar en la *Figura 4.39* que el valor beta afecta ligerísimamente a los desplazamientos en el suelo, es decir, que en la variación del parámetro β propuesta los desplazamientos verticales son prácticamente invariables.

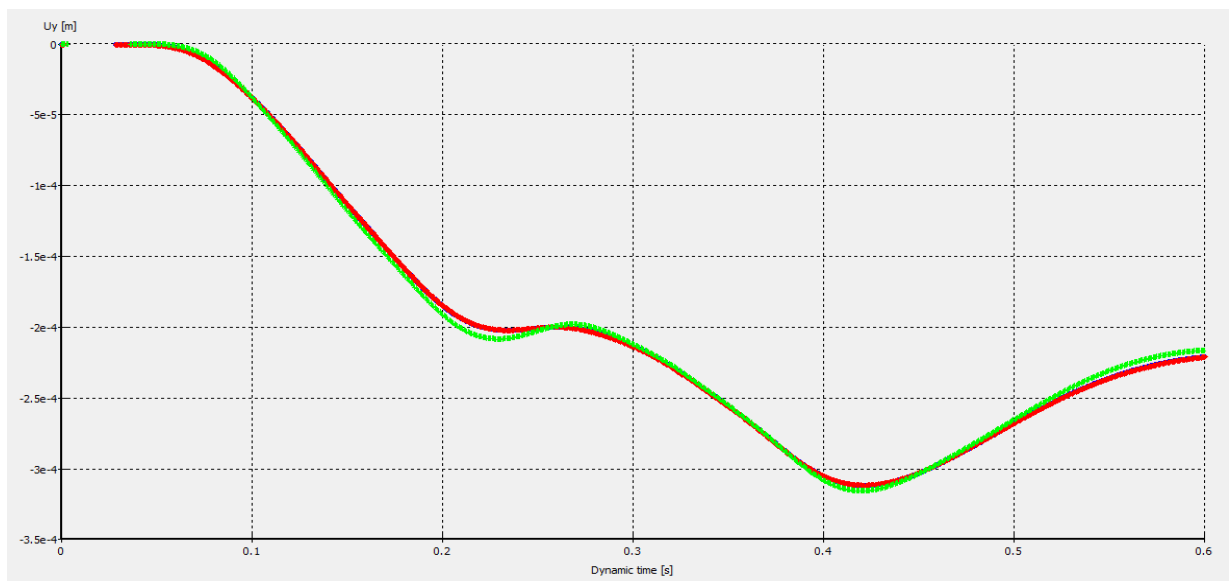


Figura 4.39 Desplazamiento vertical en el punto E (51, 28) variando el coeficiente β de Rayleigh. La línea azul representa un $\beta=0.1$, la roja $\beta=0.05$ y la verde $\beta=0.005$.

5. CONCLUSIONES

Existen varios métodos de análisis y predicción de vibraciones, los cuales se pueden dividir en analíticos, semianalíticos y numéricos. Los más utilizados eran los analíticos basados en la ley de Barkan. Últimamente se están desarrollando los métodos numéricos, en especial los híbridos que son combinaciones de elementos finitos (FEM) y de elementos fronteras (BEM) o de elementos finitos con elementos de diferencias finitas (FDM). El más utilizado de estos métodos es el de elementos finitos por las características que ofrece de dar buenos resultados, la comodidad al realizar el modelo y la forma rápida de obtener resultados.

Como conclusión de la investigación es importante mencionar que las vibraciones producidas del vehículo ferroviario y con la geometría y propiedades de los materiales utilizados, no causarían daños estructurales.

A medida que se aumenta la profundidad del túnel la aceleración máxima experimentada en el edificio disminuye; es decir, que la aceleración máxima experimentada en el suelo es inversamente proporcional a la profundidad y que las vibraciones llegan con amplitudes picos de aceleraciones casi iguales tanto a un edificio a 16 metros como a uno a 32 metros de distancia de la fuente.

Al evaluar los dos tipos de construcción (modelo de túnel perforado y modelo de túnel entre pantallas), se puede verificar que los resultados son similares y que las ondas vibratorias llegan al receptor con valores menores a los umbrales de vibración especificados por las normas para que el individuo no sienta molestia. Cabe destacar que sí son perceptibles, pero que esta percepción dependerá del individuo y de la actividad que éste esté realizando.

Las ondas vibratorias viajan más rápido y llegan al receptor (edificio) con amplitudes mayores de aceleración vertical en un modelo hecho con un túnel de pantalla, a uno hecho con un túnel taladrado, debido a que las ondas toman un camino directo por las pantallas.

La rigidez en el suelo es un parámetro importante ya que si se aumenta este valor los desplazamientos son menores, como se puede observar en Figura 4.33.

En el estudio paramétrico hecho con el coeficiente de amortiguamiento de Rayleigh, se puede verificar que en el rango de valores utilizado, las diferencias de comportamiento han sido inapreciables.

Después de evaluar todos los resultados y la literatura, se puede decir que el módulo dinámico de Plaxis es un método efectivo y rápido para evaluar las vibraciones causadas por el paso de un tren. Tiene la ventaja de que puede considerar geometrías y procesos de construcción muy diferentes. Por otra parte permite utilizar diferentes modelos de comportamiento del terreno. El mayor inconveniente encontrado ha sido el de obtener los parámetros de amortiguamiento α y β , ya que no están directamente relacionados con los ensayos de laboratorio habituales en geotecnia.

Como líneas de investigación abiertas tras la conclusión de este trabajo cabe mencionar el empleo de modelos elasto-plásticos para representar el comportamiento del suelo y profundizar en el papel que juegan los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh en la respuesta del suelo. También sería interesante la comparación entre los resultados obtenidos con Plaxis y los modelos semi-empíricos de propagación de la vibraciones que se utilizan habitualmente en problemas ferroviarios.

6. BIBLIOGRAFÍA

Celebi, E. y Goktepe, F. (2012). Non-linear 2-D FE analysis for the assessment of isolation performance of wave impeding barrier in reduction of railway-induced surface waves. *Construction and Building Materials* 36, 1-13.

Das B.M. (1995), *Fundamentals of soil dynamics*. Elsevier.

Dave Davis (2010). A Review of Prediction Methods for Ground-Borne Noise due to Construction Activities. *Proceedings of 20th International Congress on Acoustics, ICA*, Sydney, Australia.

Galvín Barrera, Pedro., (2007) Análisis numérico y experimental de las vibraciones ocasionadas por el paso de trenes de alta velocidad en el suelo y en estructuras cercanas a la vía. Phd Thesis, Universidad de Sevilla, España.

Galvin, P., y Dominguez, J., (2009) Experimental and numerical analyses of vibrations induced by high-speed trains on the Cordoba–Malaga line. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 641–657.

Gupta S., Hussein M.F.M. , Degrande G., Hunt H.E.M. & Clouteau D. (2007). A comparison of two numerical models for the prediction of vibrations from underground railway traffic. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27: 608–624.

Griffin, M. J. (1990) *Handbook of Human Vibration*. London: Academic Press; ISBN 0-12-303040-4.

Lombaert, G., Degrande, G. y Clouteau, D. (2000). Numerical modelling of free field traffic-induced vibrations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 19, 473-488

ISO 14837-1:2007 Mechanical vibration Ground borne noise and vibration arising from rail systems. Part 1: General guidance.

ISO 2631-2:2002 Mechanical vibration and shock. Evaluation of human exposure to whole body vibration. Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz).

ISO 2631-1:1997 Vibraciones y choques mecánicos. Guía para la estimación de la exposición de los individuos a vibraciones globales del cuerpo. Parte 1: Requerimientos generales.

Masafumi, K., Toshifumi, M., Osamu, Y., Yoshinori, S., y Takayuki, M. (2008). Numerical simulation study of ground vibrations using forces from wheels of a running high-speed train. *Journal of Sound and Vibration* Volume 318, Issues 4-5, Pages 830-849.

Meibner Hermut (1996) Tunnelbau unter tage. Pagina 101-108. *Geotechnik* 19, volumen 2.

Paolucci, R., Maffei, A., Scandella, L., Stupazzini, M., Vanini, M. (2003). Numerical prediction of low-frequency ground vibrations induced by high-speed trains at Ledsgaard, Sweden. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23 425–433.

Pal, O. (1998) Modélisation du comportement dynamique des ouvrages grâce à des éléments finis de haute précision, thesis, L'université Joseph Fourier - Grenoble I.

Plaxis B.V. (2009). Plaxis 2D Material models, version 9.0.

Plaxis B.V. (2009). Plaxis 2D Manual dinámico, version 9.0.

Real decreto 1513/2005, del 16 de diciembre por el que se desarrolla la Ley 37/2003, de 17 de noviembre, del Ruido, en lo referente a la evaluación y gestión del ruido ambiental. BOE» núm. 301, de 17 de diciembre de 2005, páginas 41356 a 41363. España

Rueda, Jean Marti, (2011). Efectos de las vibraciones generadas en túneles. Master Thesis, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Sánchez, A., Cardona, J., Genescá, M., & Pámies, T. (2005). Propagación de vibraciones de trenes en el terreno. Barcelona: Tecni Acustica.

Sluys L.J. (1992), Wave propagation, Localisation and Dispersion in softening solids, dissertation, Delft University of Technology.

S. Gupta, M.F.M. Hussein, G. Degrande, H.E.M. Hunt y D. Clouteau (2007). A comparison of two numerical models for the prediction of vibrations from underground railway traffic. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27: 608–624. Real decreto 1513/2005, del 16 de diciembre.

Wright, R.N., Walker, W.H., (1972). Vibration and Deflection of Steel Bridges. *Engineering Journal: American Institute of Steel Construction*. January 1972 issue.

Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. (1991), The finite element method (4th edition), volume 2, Solid and Fluid mechanics, Dynamics and Non-Linearity. Mc Graw- Hill, U.K.